


Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
ПРИКЛАДНАЯ МЕХАНИКА

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
 А.Е. Митяев
подпись
« ____ » _____ 2017 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

15.03.03 Прикладная механика

Расчет на прочность железобетонных конструкций

Пояснительная записка

Руководитель

Выпускник


подпись, дата

подпись, дата

ДОЦЕНТ, К.Т.Н.
должность, ученая степень

А.Е. Митяев

А.А. Хныкин

Красноярск 2017

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
ПРИКЛАДНАЯ МЕХАНИКА

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой
_____ А.Е. Митяев
подпись
« ____ » _____ 2017г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

15.03.03 Прикладная механика

Расчет на прочность железобетонных конструкций

Пояснительная записка

Руководитель

подпись, дата

ДОЦЕНТ, К.Т.Н.
должность, ученая степень

А.Е. Митяев

Выпускник

подпись, дата

А.А. Хныкин

Красноярск 2017

СОДЕРЖАНИЕ

РЕФЕРАТ	4
ВВЕДЕНИЕ.....	5
1 Общие сведения о железобетонных конструкциях	7
1.1 Классификация и области применения железобетонных конструкций... ..	7
1.2 Основные сведения о материалах для железобетонных конструкций.....	7
1.2.1 Бетон	7
1.2.2 Арматура	12
1.3 Расчетные предельные состояния	17
1.3.1 Первая группа предельных состояний.	17
1.3.2 Вторая группа предельных состояний.	18
1.4. Нагрузки и воздействия на железобетонные конструкции	19
1.5.Сборные элементы лестниц	22
1.6.Маркировка маршей и площадок	23
2 Методика расчета	25
2.1 Метод расчета железобетонного лестничного марша	25
2.1.1 Определение нагрузок и усилий	25
2.1.2 Предварительное назначение размеров сечения марша.....	26
2.1.3 Подбор площади сечения продольной арматуры	26
2.1.4 Расчет наклонного сечения на поперечную силу	27
2.1.5 Расчет прогибов ребер	28
2.1.6Расчет по длительному раскрытию трещин	34
2.1.7 Расчет по кратковременному раскрытию трещин	34
2.2 Метод расчета железобетонной площадочной плиты	36
2.2.1 Расчет плиты, опертой по контуру	36
2.2.2 Расчет лобового ребра площадки	37
2.2.3 Расчет прочности нормальных сечений.....	38
2.2.4 Расчет прочности наклонных сечений	39
3 Расчет железобетонной конструкции.....	43
3.1 Расчет железобетонного лестничного марша	43
3.1.1 Конструктивное решение лестниц.....	43
3.1.2 Определение нагрузок и усилий	44

					БР - 15.03.03 ПЗ						
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	Расчет на прочность железобетонных				Лит.	Лист	Листов
Разраб.		Хныкин А.А.									
Пров.		Митяев А.Е.								2	63
									СФУ ПИ МТ13-05Б		
Н.контр.		Колотов А.В.									
Утв.		Митяев А.Е.									

3.1.3 Предварительное назначение размеров сечения марша.....	44
3.1.4 Подбор площади сечения продольной арматуры	44
3.1.5 Расчет наклонного сечения на поперечную силу	45
3.1.6 Расчет прогибов ребер	46
3.1.7 Расчет по длительному раскрытию трещин	51
3.1.8 Расчет по кратковременному раскрытию трещин	51
3.2 Расчет площадочной плиты	52
3.2.1 Определение прочностных характеристик материалов	53
3.2.2. Расчет плиты лестничной площадки	53
3.2.3 Расчет лобового ребра площадки	55
3.2.4 Расчет прочности нормальных сечений.....	57
3.2.5 Расчет прочности наклонных сечений	59
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	62
СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	63

РЕФЕРАТ

Выпускная квалификационная работа по теме «Расчет на прочность железобетонных конструкций» содержит 62 страницы текстового документа, 7 использованных источников.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОНСТРУКЦИЯ, РАСЧЕТ, ПРОЧНОСТЬ, ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ, ЛЕСТНИЧНЫЙ МАРШ, ПЛОЩАДОЧНАЯ ПЛИТА.

Объект расчета –лестничный марш, площадочная плита.

Целью данной выпускной квалификационной работы является разработка методики и расчет на прочность железобетонных конструкций на примере лестничного марша и площадочной плиты.

Задачи работы:

- разработка методики расчета лестничного марша и площадочной плиты;
- расчет железобетонного лестничного марша;
- расчет площадочной плиты.

В ходе расчета железобетонного лестничного марша было выполнено конструктивное решение лестниц, определение нагрузок и усилий, предварительное назначение размеров сечения марша, подбор площади сечения продольной арматуры, расчет наклонного сечения на поперечную силу, расчет прогибов ребер, расчет по длительному и кратковременному раскрытию трещин.

В ходе расчета площадочной плиты были выполнены расчеты плиты лестничной площадки, лобового ребра, прочности нормальных и наклонных сечений.

ВВЕДЕНИЕ

Железобетон представляет собой комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стальных стержней, работающих в конструкции совместно в результате сил сцепления.

Известно, что бетон хорошо сопротивляется сжатию и значительно слабее растяжению (в 10-20 раз меньше, чем при сжатии), остальные стержни имеют высокую прочность как при растяжении, так и при сжатии. Основная идея железобетона и состоит в том, чтобы рационально использовать лучшие свойства составляющих материалов при их совместной работе. Поэтому стальные стержни (арматуру) располагают так, чтобы возникающие в железобетонном элементе растягивающие усилия воспринимались в большей степени арматурой.

В изгибаемых элементах например в плитах, балках, настилах и др., основную арматуру размещают в нижней, растянутой зоне сечения (рис. 1.1,а), в верхней, сжатой зоне ее либо совсем не ставят, либо ставят небольшое количество, необходимое для конструктивной связи стержней в единые каркасы и сетки. В элементах, работающих на сжатие, например в колоннах (рис. 1.1,б), включение в бетон небольшого количества арматуры также значительно (в 1,5-1,8 раза) повышает их несущую способность. Возникающие в колоннах растягивающие напряжения от поперечных деформаций воспринимаются хомутами или поперечными стержнями; последние служат также для связи продольных стержней в плоские или пространственные каркасы. В растянутых элементах (рис. 1.1,в) действующие усилия воспринимаются арматурой. В изгибаемых и внецентренно-нагруженных элементах в местах действия поперечных сил возникают главные растягивающие напряжения, которые уже не могут восприниматься продольной арматурой растянутой зоны. Если такие места не заармировать, то появятся наклонные трещины примерно под углом 45° . Для восприятия главных растягивающих напряжений и предотвращения образования трещин в балках, например, ставят хомуты или поперечные стержни, а при необходимости и нижнюю продольную арматуру отгибают под углом $45-60^\circ$ вверх с заделкой в сжатой зоне бетона.

Таким образом, соединенные бетон и стальные стержни создают качественно новый материал – железобетон (или точнее сталебетон), область применения которого практически не ограничена.

Основу совместной работы бетона и арматуры составляет благоприятное природное сочетание их некоторых важных физико-механических свойств, а именно:

1) сталь и бетон имеют близкие по значению коэффициенты линейного расширения – для бетона 0,00001-0,000015, для стали 0,000012, поэтому при температурных изменениях (до 100°C) дополнительные напряжения в зоне контакта арматуры с бетоном не возникают и сцепление не нарушается, оба материала работают совместно;

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		5

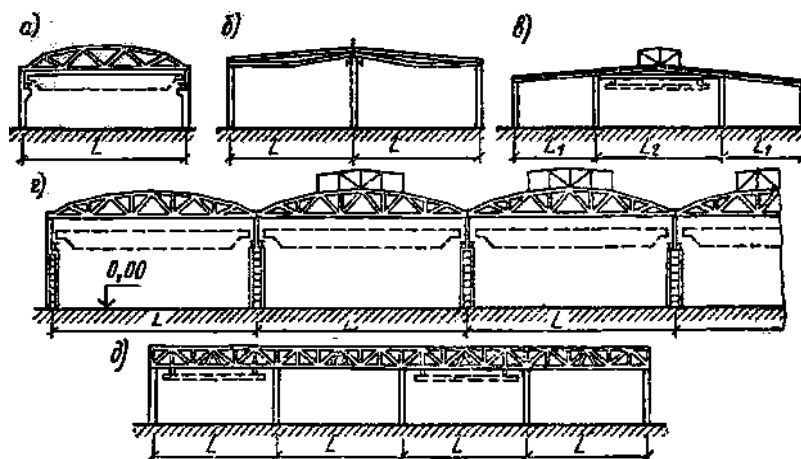


Рисунок 1.1 – Каркасы поперечника одноэтажных зданий

2) бетон при твердении дает некоторую усадку, благодаря чему его сцепление с арматурой еще больше увеличивается;

3) плотный тяжелый бетон является хорошей защитой арматуры от коррозии и огня.

Благодаря многочисленным положительным свойствам железобетона долговечности, огнестойкости, прочности и жесткости, плотности, гигиеничности и сравнительно небольшим эксплуатационным расходам конструкции из него широко применяют во всех областях строительства. Предварительное напряжение железобетона дает возможность повысить трещиностойкость и жесткость конструкций и тем самым еще более расширить область их использования, особенно для большепролетных конструкций покрытий и перекрытий больших пролетов.

Целью данной работы является разработка методики и расчет на прочность железобетонных конструкций на примере лестничного марша и площадочной плиты.

1 Общие сведения о железобетонных конструкциях

1.1 Классификация и области применения железобетонных конструкций

Все железобетонные конструкции можно разделить на несколько видов:

а) по назначению – на конструкции для жилищного, общественного, промышленного, сельскохозяйственного и мелиоративного, транспортного, энергетического строительства и др.;

б) по материалу – из тяжелого бетона, из бетона на пористых заполнителях и из ячеистого бетона;

в) по способу выполнения – монолитные, возводимые непосредственно на объекте строительства; сборные, изготавливаемые на заводах и полигонах; сборно-монолитные, возводимые из сборных элементов с добетонированием отдельных участков на месте строительства;

г) по способу армирования – с обычным армированием (каркасами, сетками и отдельными стержнями) и предварительным напряжением арматуры из высокопрочных стержней, проволоки или арматурных канатов. С развитием строительной индустрии широкое распространение получили сборные железобетонные конструкции, которые в наибольшей степени отвечают требованиям максимальной индустриализации строительства. Сборно-монолитные конструкции выгодны для большепролетных и других конструкций, когда добетонирование участков и замоноличивание стыков конструкций повышает общую пространственную прочность и жесткость здания или сооружения, в результате чего достигается и экономический эффект. На основные виды сборных конструкций имеются каталоги с указанием номенклатуры изделий, выпускаемых заводами для того или иного вида строительства.

1.2 Основные сведения о материалах для железобетонных конструкций.

1.2.1 Бетон

Бетон для железобетонных конструкций должен обладать необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной плотностью для защиты арматуры от коррозии, морозостойкостью, а также в особых случаях

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		7

жаростойкостью при длительном действии высоких температур (более 200°С) и коррозионной стойкостью при агрессивном воздействии среды. Бетоны подразделяют по следующим признакам:

По структуре – плотной структуры (процент межзерновых пустот не свыше 6); крупнопористые малопесчаные и беспесчаные, поризованные с искусственной пористостью затвердевшего вяжущего в пространстве между зернами заполнителя (процент пустот более 6); ячеистые с искусственно созданными порами;

по средней плотности ρ , кг/м³, – особо тяжелые, $\rho > 2500$; тяжелые, $2200 < \rho < 2500$; облегченные, $1800 < \rho < 2200$; легкие, $800 < \rho < 2000$; особо легкие, $\rho < 500$;

по виду вяжущего – цементные, силикатные (на известковом вяжущем), на гипсовом вяжущем, на смешанном и специальных вяжущих;

по виду заполнителя – на плотных заполнителях (для тяжелых бетонов), на пористых заполнителях (для легких и поризованных бетонов), на специальных заполнителях, удовлетворяющих требованиям биологической защиты от излучений, жаростойкости, химической стойкости и т. п.;

по зернистому составу заполнителя – крупнозернистые (с крупным и мелким заполнителем) и мелкозернистые (только с мелким заполнителем);

по условиям твердения – бетоны естественного твердения, подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении и с тепловой обработкой в автоклавах.

Для несущих железобетонных конструкций применяют бетоны следующих основных видов:

тяжелый бетон плотной структуры на цементном вяжущем на плотных заполнителях, крупнозернистый, тяжелый по плотности, приготовленный при любых условиях твердения;

мелкозернистый бетон плотной структуры на цементном вяжущем, средней плотностью свыше 1800 кг/м³;

легкий бетон плотной структуры на цементном вяжущем и на пористых заполнителях, легкий или облегченный по плотности, приготовленный при любых условиях твердения.

Для сборных конструкций заводского изготовления рекомендован также силикатный бетон.

Бетоны поризованные и ячеистые, а также на пористых заполнителях при средней плотности до 1400 кг/м³ применяют преимущественно для ограждающих конструкций. Бетоны легкие допустимо применять в несущих конструкциях при средней плотности более 1200 кг/м³. Особо легкие бетоны рекомендуются в качестве теплоизоляции, а особо тяжелые в основном для биологической защиты от излучений. Бетоны мелкозернистые применяют в армоцементных конструкциях для заполнения швов в сборных конструкциях, а также для защиты от коррозии и обеспечения сцепления бетона с напрягаемой арматурой, расположенной в каналах, пазах и на; поверхности конструкций.

В дальнейшем изложении будем рассматривать только тяжелые бетоны и легкие бетоны на пористых заполнителях, рекомендуемые для несущих железобетонных конструкций.

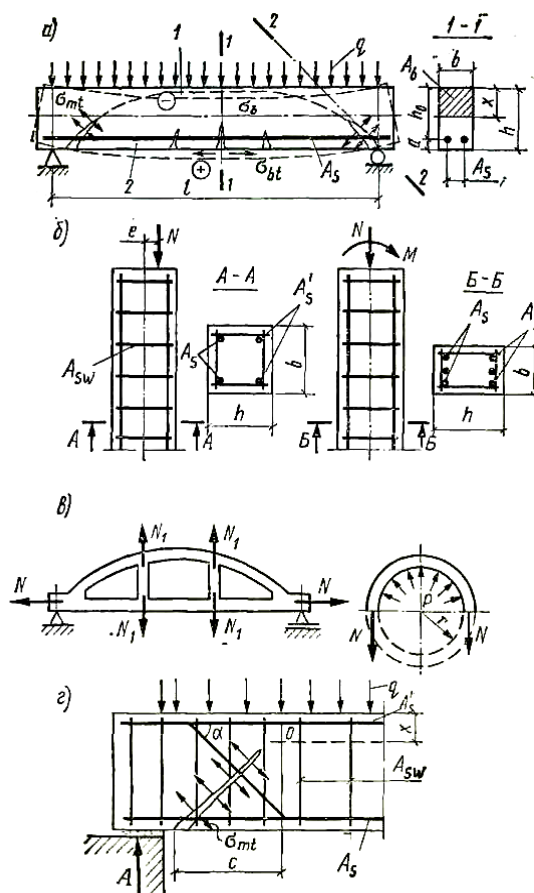


Рисунок 1.2 – Схемы работы железобетонных элементов под нагрузкой
а – при изгибе (1–сжатая зона, 2–растянутая зона); б – при сжатии;
в – при растяжении; г – при действии поперечных сил

Для тяжелых бетонов в качестве плотных заполнителей применяют щебень из камней тяжелых пород (песчаника, гранита, диабаз и др.) и природный кварцевый песок. Пористыми заполнителями могут быть легкие естественные породы (пемза, ракушечник, и др.) и искусственные материалы (керамзит, перлит, шлак, термозит); соответственно названию заполнителя различают шлакобетон, перлитобетон, керамзитобетон и др.

В последние годы большое внимание уделяется исследованиям в области создания и внедрения в строительство полимерцементных бетонов и полимербетонов. В полимерцементном бетоне в качестве добавок к цементу применяют полимерные связующие материалы (10-20% массы цемента): растворимые смолы, дивинилстирольный латекс, поливинилацетатную эмульсию и др. В полимербетоне цемент полностью заменен полимерными вяжущими материалами. К положительным свойствам указанных бетонов относятся повышенная прочность на растяжение, лучшее сцепление с арматурой и высокая коррозионная стойкость. Однако эти бетоны

характеризуются в сравнении с обычным бетоном высокой стоимостью полимерных материалов, поэтому для несущих конструкций их можно рекомендовать только при соответствующем обосновании.

Механические свойства бетона характеризуются его сопротивлением осевому сжатию и растяжению. Сопротивление бетона осевому сжатию оценивается его классом по прочности на сжатие B , устанавливаемой стандартными испытаниями на осевое сжатие кубов с размером ребер 15 см, испытанных через 28 дней хранения при температуре $20^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}$ (и при других условиях по стандарту).

Согласно СНиП 2.03.01–84, для бетонных и железобетонных конструкций следует предусматривать бетоны, отвечающие по качеству следующим показателям (по классу и маркам):

Классу по прочности на сжатие B ;

Классу по прочности на осевое растяжение B_t (когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве);

марке по морозостойкости F (для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременного замораживания и оттаивания);

марке по водонепроницаемости W (для конструкций, к которым предъявляются требования ограничения проницаемости);

марке по средней плотности D (для конструкций, к которым кроме конструктивных предъявляются требования теплоизоляции);

марке по самонапряжению напрягающего бетона S_p (для самонапряженных конструкций при наличии контроля на производстве и коэффициенте продольного армирования $\mu=0,01$).

Согласно СНиП установлены следующие классы бетонов по прочности на сжатие:

для тяжелых бетонов – $B_{3,5}$; B_5 ; $B_{7,5}$; B_{10} ; $B_{12,5}$; B_{15} ; B_{30} ; B_{25} ; B_{30} ; B_{35} ; B_{40} ; B_{50} ; B_{55} ; B_{60} ;

при этом бетоны промежуточных классов $B_{22,5}$; B_{27} , 5 надо применять в тех случаях, когда это приводит к экономии цемента по сравнению с применением бетона классов соответственно B_{25} и B_{30} и не снижает технико-экономические показатели конструкций;

для легких бетонов – аналогично от $B_{2,5}$ до B_{40} в зависимости от марок по средней плотности D ;

для мелкозернистых бетонов – от $B_{3,5}$ до B_{60} с той же градацией, что и для тяжелого бетона, но в зависимости от групп бетона А, Б или В, характеризующихся крупностью заполнителя и условиями твердения;

для ячеистых бетонов – от B_1 до B_{15} в зависимости от средней плотности бетона и условий твердения (автоклавных и неавтоклавных);

для поризованных бетонов – от $B_{2,5}$ до $B_{7,5}$ в зависимости от средней плотности бетона.

Для конструкций, работающих преимущественно на растяжение, нормами установлены классы бетона по прочности на осевое растяжение B_t : для тяжелых, легких и мелкозернистых бетонов – $B_t 0,8$; $B_t 1,2$; $B_t 1,6$; $B_t 2,4$; $B_t 2,8$; $B_t 3,2$.

Классы бетона по прочности на сжатие и на осевое растяжение характеризуют соответственно предел прочности осевому сжатию R (кубиковая прочность) и временное сопротивление осевому растяжению R_t стандартных образцов бетона в МПа по ГОСТу.

Для конструкций, подвергающихся многократному замораживанию и оттаиванию, установлены марки бетона по морозостойкости F , характеризующие количество циклов попеременного замораживания и оттаивания, которое способны выдержать образцы бетона в насыщенном водой состоянии без снижения их прочности на сжатие более чем на 25% и без потери массы более 5%. Для тяжелого, напрягающего и мелкозернистого бетонов – от $F50$ до $F500$; для легких бетонов – от $F25$ до $F500$; для ячеистого и поризованного бетонов – от $F15$ до $F100$.

Для конструкций, работающих под давлением жидкости (резервуары, напорные трубы, плиты облицовок оросительных каналов и др.), установлены марки бетона по водонепроницаемости W , одинаковые для тяжелых, мелкозернистых и легких бетонов – от $W2$ до $W12$, что соответствует предельному давлению воды.

при котором еще не наблюдается просачивание ее через испытываемые образцы – цилиндры; для испытаний принимают не менее шести образцов высокой 150 и диаметром 150 мм.

Оптимальную проектную марку и класс бетона назначают на основании технико-экономических соображений с учетом типа и назначения конструкции, ее напряженного состояния, условий эксплуатации и т. д. Согласно строительным нормам, для железобетонных конструкций рекомендуется принимать класс тяжелого бетона по прочности на сжатие не ниже $B7,5$; для сжатых элементов, рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки, не ниже $B15$, для сильно нагруженных сжатых стержневых элементов из тяжелого и легкого бетона (например, колонн цехов с крановыми нагрузками, колонн нижних этажей многоэтажных зданий и т. п.) не ниже $B25$. Целесообразно применять бетоны высоких классов ($B50$, $B60$ и выше), которые позволяют проектировать элементы с площадью сечения малых размеров, экономить бетон и снизить вес. В некоторых случаях для несущих конструкций весьма эффективны легкие бетоны на пористых заполнителях, например керамзитобетон классов $B30$ и $B40$, при применении которых снижается собственный вес конструкций на 25-30%. При применении высокопрочных тяжелых бетонов и легких бетонов на пористых заполнителях в расчетах необходимо учитывать особенности их работы (повышенную хрупкость тяжелых бетонов и большую, чем для тяжелых, деформативность легких бетонов на пористых заполнителях) путем

правильного учета соответствующих характеристик сопротивления и условий работы бетона согласно СНиП.

Для предварительно-напряженных элементов класс бетона, в котором расположена напрягаемая арматура, принимают в зависимости от вида и класса арматуры:

для проволочной арматуры: класса В-II с анкерами – не ниже В20; класса Вр-II без анкеров при диаметре проволоки до 5 мм включительно – не ниже В20, а при диаметре проволоки 6 мм и более – не ниже В30; классов К-7 и К-19 – не ниже В30;

для стержневой арматуры без анкеров диаметром от 10 до 18 мм (включительно): класса А-IV – не ниже В15, А-V – не ниже В20, А-VI – не ниже В30; для стержневой арматуры без анкеров диаметром 20 мм и более: класса А-IV – не ниже В20, А-V – не ниже В25, А-VI – не ниже В30

Передаточная прочность бетона R_{bp} в предварительно-напряженных конструкциях назначается не ниже 50% указанных выше минимальных значений класса бетона и не менее 11 МПа, а при арматуре класса А-VI или К-7 и К-19 – не менее 15,5 МПа. При изготовлении предварительно-напряженных элементов обычно принимают класс бетона выше, чем минимально допустимый, например В40, В50, В60 и выше. Для защиты от коррозии напрягаемой арматуры, расположенной в пазах и на поверхности конструкции, следует применять мелкозернистый бетон класса не ниже В12,5, для инъекции каналов – не ниже В25 и для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций – не ниже В7, 5.

1.2.2 Арматура

Назначение, виды и классы арматуры. В железобетонных конструкциях арматуру применяют в качестве рабочей, определяемой по расчету, и монтажной, назначаемой без расчета по конструктивным соображениям. Рабочая арматура воспринимает растягивающие усилия в изгибаемых и растянутых элементах и усиливает сечения сжатых элементов. Монтажная арматура служит для установки в проектное положение и связи рабочей арматуры, для образования плоских и пространственных каркасов и сеток. Кроме того, она воспринимает усилия от усадочных и температурных деформаций бетона, от части монтажных нагрузок. В некоторых случаях монтажную арматуру можно учитывать в расчетах, что позволит снизить расход рабочей арматуры.

Стальная арматура в зависимости от технологии изготовления разделяется на горячекатаную стержневую и холоднокатаную проволочную. Арматура, подвергающаяся после прокатки (в целях упрочнения) термической обработке, называется термически упрочненной, а подвергающаяся вытяжке в холодном состоянии – упрочненной вытяжкой.

Арматура, которая при изготовлении конструкций предварительно натягивается до заданного напряжения (на упоры или на бетон), называется напрягаемой арматурой.

Арматура выпускается с гладкой поверхностью и с ребрами периодического профиля (рис. 1.3). Стержневая арматура периодического профиля, имеющая лучшее сцепление с бетоном, является основным видом рабочей арматуры.

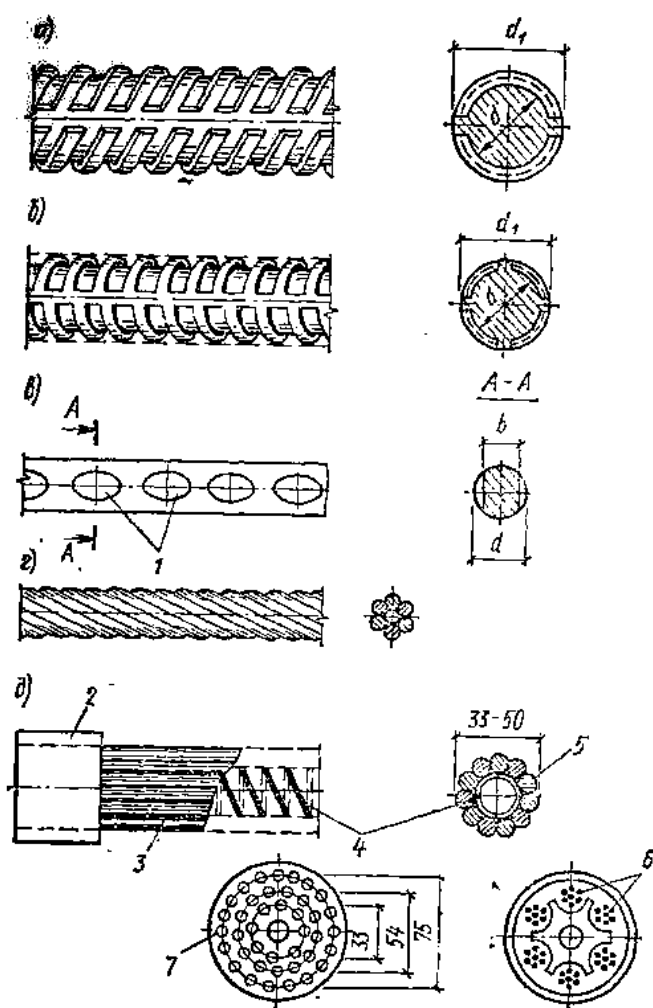


Рисунок 1.3 – Арматура для железобетонных конструкций

а – стержневая периодического профиля класса А-II; б – то же, классов А-III, А-IV, А-V и А-VI; в – проволочная периодического профиля класса Вр-II; г – арматурные канаты класса К-7; д – арматурные пучки.

Арматурная сталь подразделяется на классы в зависимости от профиля и основных ее механических свойств:

стержневая арматура: горячекатаная круглая, гладкая – класса А-I; горячекатаная периодического профиля – классов А-II, А-III, А-IV и А-V; термически упрочненная горячекатаная периодического профиля – классов Ат-IV, Ат-V и Ат-VI;

Проволочная арматура: обыкновенная проволока гладкая класса В-I и периодического профиля – класса В_p-I; высокопрочная проволока гладкая класса В-II и периодического профиля – В_p-II; арматурные канаты классов К-7 и К-19.

Каждому классу арматуры соответствуют определенные марки арматурной стали. Марки арматурной стали с буквами в конце класса обозначают: «К» – повышенную стойкость стали к коррозионному растрескиванию под напряжением; «С» – свариваемость и «СК» – свариваемость и повышенную стойкость к коррозионному растрескиванию. Строчная буква «с» (например, Ас-II) обозначает специальное назначение; буква «в» (например, А-IIIв) – упрочнение вытяжкой; буква «т» (например, А_т-VIK) – термическое упрочнение; буква «р» (например, В_p-II) – периодический профиль.

Характеристики прочности и деформаций арматурных сталей (нормативное сопротивление R_{sn} , МПа, и относительное удлинение ϵ_s , %) определяют по диаграмме σ_s - ϵ_s , получаемой при испытании образцов на растяжение. Для стержневой арматуры с площадкой текучести нормативное сопротивление устанавливают с учетом статистической изменчивости прочности по наименьшему пределу текучести стали σ_{yn} (рис. 1.4,а). Для арматуры без площадки текучести (высоколегированные и термически упрочненные стали) находят условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, который соответствует напряжению при относительной деформации 0,2% (рис. 1.4,б). Для проволочной арматуры R_{sn} принимают по наименьшему временному сопротивлению стали σ_{un} , соответствующему моменту непосредственно перед разрушением образца.

Для проволочной арматуры R_{sn} принимают по наименьшему временному сопротивлению стали σ_{un} , соответствующему моменту непосредственно перед разрушением образца.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_a получают делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по арматуре и умножение в необходимых случаях на коэффициенты условий работы арматуры γ_{si}

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s; R_s = \gamma_{sl} R_{sn} / \gamma_s \quad (1.1)$$

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_s при наличии сцепления с бетоном принимают равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s , но не более 400 МПа для конструкций из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях исходя из предельной сжимаемости бетона. Если конструкция рассчитывается на длительно действующую нагрузку, для которой принят коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2}=0,9$ то допускается принимать: $R_{sc}=450$ МПа для арматуры классов А-IV и А_т-IVK; $R_{sc}=500$ МПа для классов А_т-IVC, А-V и А_т-V, А_т-VI и А VI, В-II, В_p-II и К-7, К-19.

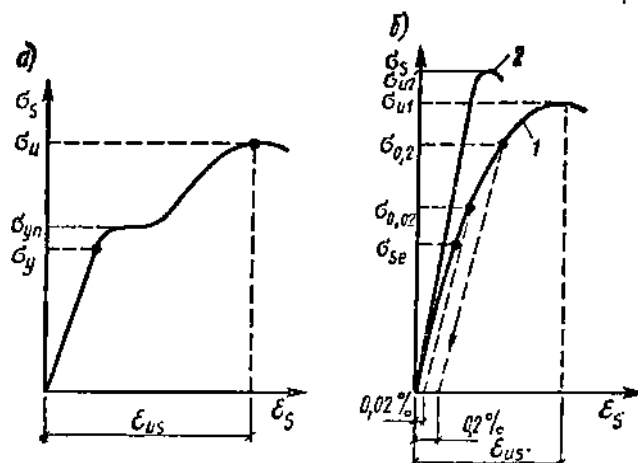


Рисунок 1.4 – Диаграмма σ_s - ϵ_s при растяжении арматурной стали
 а – мягкой, имеющей площадку текучести; б – не имеющий площадки текучести дел текучести $\sigma_{0,2}$, который соответствует напряжению при относительной деформации 0,2%.

При отсутствии сцепления арматуры с бетоном значение $R_{sc}=0$. Кроме, того, расчетные сопротивления $R_s R_{sc}$ и R_{sw} , в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы γ_{si} .

В качестве ненапрягаемой (обычной) арматуры рекомендуется преимущественно применять арматуру класса А-1П и проволоку диаметром 3–5 мм класса Вр-I (в сварных сетках и каркасах). Допускается также использовать арматуру: классов А-II и А-I в основном для поперечной конструктивной и монтажной арматуры; проволоку класса В-I диаметром 3–5 мм для вязаных хомутов балок высотой до 400 мм только в сварных сетках и каркасах; классов А-IV, А-V и А-VI только для продольной рабочей арматуры вязаных каркасов и сеток.

Для предварительно-напряженных конструкций длиной до 12 м включительно в качестве напрягаемой арматуры следует назначать преимущественно арматуру классов Ат-VI и Ат-V, а также допускается применять высокопрочную арматурную проволоку классов В-II и Вр-II, арматурные канаты классов К-7 и К-19 и горячекатаную арматуру классов А-VI, А-V, А-IV и А-IIIв. При длине напрягаемой арматуры свыше 12 м следует преимущественно применять арматурную проволоку классов В-II, Вр-II, канаты классов К-7 и К-19, горячекатаную арматуру классов А-VI и А-V. Допускается применять горячекатаную и термомеханически упрочненную арматуру классов А-IV, Ат-IVС и А-IIIв.

При выборе вида и класса арматуры следует учитывать не только назначение конструкций, но и условия их эксплуатации: агрессивность среды, температурные условия, характер нагрузки и другие факторы. В конструкциях, испытывающих воздействие агрессивной среды, рекомендуется применять арматуру классов А-IV, Ат-VIK, Ат-VCK, Ат-IVK.

Для монтажных подъемных петель сборных железобетонных конструкций надо применять арматурную сталь класса А-I марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2, а также класса Ас-II марки 10ГТ.

Под предельным понимается такое состояние конструкции, после достижения которого ее дальнейшая нормальная эксплуатация становится невозможной вследствие потери способности сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получения недопустимых перемещений и местных повреждений. Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности – предельные состояния первой группы и по пригодности к нормальной эксплуатации – предельные состояния второй группы.

Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечить необходимую прочность и устойчивость конструкции, чтобы предотвратить:

хрупкое, вязкое или иного характера разрушение; потерю устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций и т. п.) или ее положения (расчет конструкций на опрокидывание, скольжение, всплытие и т. д.);

усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций, находящихся под действием многократно повторяющейся нагрузки – подвижной или пульсирующей: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов и перекрытий под неуравновешенные машины и т. п.); разрушение от совместного действия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (агрессивная среда, попеременное замораживание и оттаивание и т. п.).

Расчет по предельным состояниям второй группы выполняют, чтобы предотвратить:

образование в конструкции трещин и их чрезмерное или длительное раскрытие (если по условиям эксплуатации образование или длительное раскрытие трещин недопустимо).

чрезмерные перемещения (прогибы, углы поворота и перекоса, колебания).

Расчет по предельным состояниям конструкций в целом, а также отдельных ее элементов производится для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации, причем расчетные схемы должны соответствовать принятым конструктивным решениям. При расчете по предельным состояниям учитывают следующие факторы:

нагрузки и воздействия, их вероятные отклонения (в основном превышение) от средних значений, неблагоприятное сочетание нагрузок постоянных и временных (длительных, кратковременных и особых);

механические характеристики бетона и арматуры (временное сопротивление, предел текучести), изменчивость этих характеристик, условия работы материалов;

общие условия работы конструкции, условия ее изготовления, агрессивность среды и т. п.

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист 16
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

В расчетных формулах отклонения нагрузок учитываются коэффициентами надежности по нагрузке γ_f , изменчивость механических характеристик материалов – коэффициентами надежности по бетону γ_b и арматуре γ_s , условия работы коэффициентами γ_{bi} , γ_{si} , степеней соответствия капитальности зданий и сооружений – коэффициентами надежности по назначению конструкций $\gamma_n=0,8\div 1$. На коэффициент γ_n умножаются расчетные нагрузки или усилия либо делятся расчетные сопротивления материалов или несущая способность элемента.

Таким образом, расчетом по предельным состояниям гарантируется, что за расчетный период эксплуатации сооружения не наступит ни одно из недопустимых предельных состояний для конструкции в целом и для отдельных ее частей.

1.3 Расчетные предельные состояния

1.3.1 Первая группа предельных состояний.

Предельные состояния первой группы характеризуются неравенством

$$N_{\max} \leq \Phi_{\min}, \quad (1.2)$$

где N_{\max} – наибольшее усилие в рассматриваемом элементе конструкции от силовых воздействий в самой невыгодной комбинации; является функцией нормативных нагрузок q^n и коэффициентов надежности по нагрузке γ_f т. е.

$N_{\max}(q^n, \gamma_f)$, Φ_{\min} – наименьшее возможное предельное усилие, которое может воспринять элемент при заданных расчетных условиях; является функцией формы и размеров сечения A , прочности бетона R_{bn} арматуры R_{sn} , коэффициентов надежности по бетону γ_b и арматуре γ_s и коэффициентов условий работы γ_{bi} и γ_{si} , т. е. $\Phi_{\min}(A, R_{bn}, 1/\gamma_b, \gamma_{bi}, R_{sn}, 1/\gamma_s, \gamma_{si})$

Подставляя значения функций N_{\max} и Φ_{\min} в формулу (1.2), можно условие первой группы предельных состояний выразить следующим образом

$$N_{\max}(q^n, \gamma_f) \leq \Phi_{\min}(A, R_{bn}, 1/\gamma_b, \gamma_{bi}, R_{sn}, 1/\gamma_s, \gamma_{si}). \quad (1.3)$$

Так как произведение нормативных нагрузок на коэффициенты надежности по нагрузкам равно расчетным нагрузкам $q^n \gamma_f = q$, отношение $R_{bn}/\gamma_b = R_b$ – расчетное сопротивление бетона, а отношение $R_{sn}/\gamma_s = R_s$ –

расчетное сопротивление арматуры, то условие (1.3) можно записать в следующем виде

$$N_{\max}(q) \leq \Phi_{\min}(A, R_b, \gamma_{bl}, R_s, \gamma_{st}). \quad (1.4)$$

1.3.2 Вторая группа предельных состояний

Для предельных состояний второй группы наиболее часто производятся расчеты по образованию трещин, по раскрытию (и закрытию) трещин, по деформациям (определение прогибов).

При проверке трещиностойкости элементов, когда образование трещин, нормальных к продольной оси, не допускается, должно соблюдаться условие

$$N_{\max}'' \leq N_{\lim}; M_{\max}'' \leq M_{\lim}, \quad (1.5)$$

т. е. максимальное усилие (изгибающий момент M_{\max}'' или продольная сила N_{\max}'') от действия нормативных нагрузок не должно превосходить усилий M_{\lim} или N_{\lim} которые может воспринять сечение элементов при растягивающих напряжениях в бетоне, равных R_{bt} , перед образованием трещин.

При расчете по раскрытию трещин определяют ширину раскрытия трещин a_i на уровне растянутой арматуры и сравнивают ее с предельной шириной раскрытия a_{crc} при этом должно соблюдаться условие

$$a_i \leq a_{crc}, \quad (1.6)$$

где $a_{crc} = 0,054-0,4$ мм.

В необходимых случаях выполняют также расчет по закрытию (сжатию) возникающих в сжатой зоне бетона трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, при натяжении арматуры, транспортировании элементов или их монтаже. Такие начальные трещины снижают трещиностойкость и жесткость элементов. Для обеспечения надежного закрытия начальных трещин, нормальных к продольной оси элемента, должны соблюдаться два условия

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser}, \quad (1.7)$$

где σ_{sp} – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь; σ_s – приращение напряжения в напрягаемой арматуре от действия внешних нагрузок.

Сечение с трещиной в растянутой зоне при постоянной, длительной и кратковременной нагрузках должно оставаться обжатым с нормальными напряжениями на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента не менее 0,5 МПа ($\sigma_b \geq 0,5 \text{ МПа}$).

Расчет железобетонных конструкций по перемещениям состоит в определении прогибов от нагрузок с учетом длительного их действия и сравнении их с предельным прогибом f_{lim} . Конструкция удовлетворительна, если соблюдается условие

$$f < f_{lim}. \quad (1.8)$$

1.4. Нагрузки и воздействия на железобетонные конструкции

В зависимости от продолжительности действия нагрузки бывают постоянными и временными. К постоянным нагрузкам относятся: вес частей зданий и сооружений, вес грунта и его давление (насыпи, засыпки), Горное давление, воздействие предварительного напряжения конструкций. Временные нагрузки разделяют на длительные, кратковременные и особые.

К временным длительным нагрузкам относятся: вес стационарного оборудования, емкостей, трубопроводов с арматурой и изоляцией; нагрузка на перекрытия складов, холодильников, библиотек, архивов театров и других подобных зданий и помещений; давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и в трубопроводах при их эксплуатации; температурные воздействия от стационарного оборудования нагрузка от оборудования и материалов на перекрытия технических этажей жилых и общественных зданий;

вес отложений производственной пыли (если отсутствуют мероприятия по ее удалению);

воздействие усадки и ползучести бетона нагрузки от одного мостового крана или подвесного крана, умноженные на коэффициенты: 0,5 для кранов режима работы 4к-6к; 0,6 для кранов среднего режима работы 7к; 0,7 для кранов тяжелого режима работы 8к (по ГОСТ 25546–82);

часть кратковременной нагрузки на перекрытия зданий: в квартирах жилых зданий, спальнях комнатах детских учреждений и палатах больниц – 300 Н/м²; в служебных помещениях общественных зданий, классных помещениях, библиотеках, лабораториях, бытовых помещениях, читальных залах, кафе и ресторанах, торговых и выставочных залах и т. п. – 30% от установленных нормами кратковременных нагрузок или 700-800 Н/м²;

вес снегового покрова для III–IV районов, уменьшенный на 30 % для III района, на 50% для IV и на 60 % для V и VI;

температурные климатические воздействия, определяемые по указаниям СНиП 2.01.07-85.

К кратковременным нагрузкам относятся: нагрузки от кранов и другого подъемно-транспортного оборудования; вес людей, ремонтных материалов и оборудования; температурные климатические воздействия; снеговые и ветровые нагрузки; нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и воздействии конструкций, при монтаже и перестановке оборудования; нагрузки от веса временно складироваемых материалов, насыпного грунта на перекрытия жилых и общественных зданий.

К особым нагрузкам относятся сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые временной неисправностью или поломкой оборудования, резким нарушением технологического процесса; воздействия неравномерных деформаций основания (например, при горных выработках, замачивании просадочных грунтов или оттаивании вечномерзлых грунтов и др.).

Различают две группы нагрузок – нормативные и расчетные.

Нормативные временные нагрузки устанавливаются нормами из заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным их значениям, а постоянные нагрузки (собственный вес конструкций и др.) принимают по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и средним плотностям материалов.

Расчетные нагрузки, применяемые для расчета конструкций на прочность и устойчивость, а также на образование трещин для некоторых категорий конструкций, определяют умножением нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке, больший, как правило, единицы. Например, расчетная равномерно распределенная нагрузка $g = g^n \gamma_f$, сосредоточенная нагрузка $P = P^n \gamma_f$. При подсчете расчетных нагрузок принимают коэффициент надежности по нагрузке: от веса бетонных и железобетонных конструкций $\gamma_f = 1,1$ при плотности $\rho > 1600 \text{ кг/м}^3$; от веса стяжек, засыпок и утеплителей $\gamma_f = 1,24-1,3$; от временных нагрузок $\gamma_f = 1,2-1,3$ и т. д. Коэффициент γ_f , меньший единицы ($\gamma_f = 0,8 \div 0,9$) принимают тогда, когда уменьшение веса конструкций создает более невыгодное нагружение и ухудшает работу конструкции (при расчете конструкций на устойчивость против опрокидывания, скольжения, всплытия и т. п.), а также при расчете конструкций в стадии возведения и др. При расчете конструкций по второй группе предельных состояний (прогибам и раскрытию трещин) за расчетные нагрузки принимают их нормативные значения с коэффициентом $\gamma_f = 1$.

В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают: основные сочетания, включающие постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; особые сочетания, состоящие из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

Основные сочетания рассматриваются в вариантах: с одной наиболее существенной кратковременной нагрузкой и с двумя или большим количеством кратковременных нагрузок. При расчете конструкций на основные сочетания, включающие только одну кратковременную нагрузку, величина последней принимается без снижения, а в тех случаях, когда в

основные сочетания включены две кратковременные нагрузки более, расчетные величины этих нагрузок или усилий умножают на коэффициент сочетаний $\varphi_1=0,95$ для длительных и $\varphi_2=0.9$ для кратковременных нагрузок. При расчете конструкций на особые сочетания значения кратковременных нагрузок или соответствующие им усилия следует умножать на коэффициент сочетаний $\varphi_1=0,95$ и $\varphi_2=0.8$.

Воздействие динамических нагрузок от оборудования, кранов, поездов и автомобилей, создающих колебания сооружений, учитывается умножением проектных нормативных нагрузок на коэффициент динамичности, принимаемый по нормам проектирования конструкций с динамическими нагрузками.

Расчетные значения горизонтальных нагрузок от мостовых кранов группы режима 8к учитывают с коэффициентом динамичности 1,1, в остальных случаях этот коэффициент принимают равным 1,0.

При учете одного крана нагрузки от него принимают без снижения, при учете двух кранов коэффициент сочетаний равен: $\varphi=0,85$ для кранов режима работы 1к-к и $\varphi=0,95$ для режима 7к и 8к, а при учете четырех кранов – соответственно 0,7 и 0,8.

При расчете перекрытий жилых и общественных зданий нагрузку от временных перегородок принимают либо по фактическому воздействию с учетом их конструкции, расположения и характера опирания, либо как равномерно распределенную добавочную нагрузку интенсивностью не менее 500 Н/м^2 к прочей равномерно распределенной нагрузке.

Ветровая нагрузка на здания и сооружения определяется как сумма статической и динамической составляющих. Статическая составляющая, которая соответствует установившемуся скоростному напору w_0 , учитывается во всех случаях. Динамическая составляющая, вызываемая пульсацией скоростного напора, учитывается обычно при расчете высоких зданий и сооружений: мачт, башен, дымовых труб, опор ЛЭП, транспортных галерей и других сооружений с периодом собственных колебаний более 0,25 с, многоэтажных зданий высотой более 40 м, поперечных рам одноэтажных однопролетных производственных зданий высотой более 36 м при отношении высоты к пролету более 1,5.

Динамическую составляющую ветровой нагрузки подсчитывают по указанным СНиП 2.01.07-85 с учетом приведенной к вершине статической составляющей ветровой нагрузки, коэффициента динамичности и коэффициентов, учитывающих пульсацию скоростного напора ветра по высоте и фронту здания или сооружения.

Нормативную нагрузку от мостовых кранов принимают по ГОСТу или ТУ для кранов грузоподъемностью до 50 т. по ГОСТу для кранов общего назначения грузоподъемностью 80-50 т и по ГОСТу для кранов литейных цехов грузоподъемностью – 560 т. При подсчете крановых нагрузок в

пролете обычно располагают два крана и находят максимальные усилия на колеса крана и тормозные силы в поперечном и продольном направлении.

Нагрузки от подвижных транспортных средств (железнодорожных поездов, автомобилей, тракторов, строительных машин и механизмов) принимают по нормам проектирования сооружений и мостов на железнодорожных и автодорожных магистралях.

Сейсмические воздействия учитывают согласно СНиП-7-81. Воздействия предварительного напряжения и температуры учитывают согласно нормам проектирования железобетонных конструкций по СНиП2.03.01-84.

При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элемента необходимо умножать на коэффициент динамичности, равный: при транспортировании 1,6, при подъеме и монтаже 1,4. При соответствующем обосновании указанные коэффициенты динамичности допускается принимать более низкие, но не ниже 1,25.

1.5.Сборные элементы лестниц

Конструктивное решение лестниц. Лестницы разделяют на главные и вспомогательные, а по количеству маршей в пределах одного этажа – на двухмаршевые, трехмаршевые и распашные (рис. 1.5).

Минимальная ширина марша a и наибольший уклон $i=l/h$ для зданий разных типов установлены следующие: для основных лестниц жилых зданий высотой в два-три этажа $a=1,2$ м, $i=1:1,5$; высотой четыре и более этажей $a=1,3$ м, $i=1:1,75$; марши лестниц, ведущих в подвальные этажи, $a=0,9$ м, $i=1:1,5$, а ведущих на чердак $a=0,9$ м, $i=1:1,25$; марши лестниц производственных зданий $a=1,2-2,2$ м, $i=1:1,5$.

Максимальную ширину лестничных маршей принимают 2,4 м. В одном марше число ступеней должно быть не менее трех и не более 16. Допускается увеличивать количество ступеней в одном марше только для лестниц, ведущих в подвал или на чердак. Ширину лестничных площадок принимают не менее ширины марша.

Лестницы из сборных железобетонных элементов устраивают, как правило, двухмаршевыми, состоящими из конструктивных элементов двух видов: площадочной плиты, монолитно окаймленной по контуру ребрами (балками), и лестничных маршей со ступенями. Марши опираются на консольные выступы крайних (лобовых) ребер площадочных плит и соединяются с ними с помощью закладных уголков или пластин на сварке не менее чем в двух местах.

При большом пролете (более 3 м в горизонтальной проекции) марши можно проектировать раздельными из косоуров и ступеней. В

крупнопанельных зданиях применяют также укрупненные элементы лестниц, состоящие из полуплощадок и одного марша, изготовленных совместно. Сборные марши изготавливают с полнотелыми железобетонными ступенями и с тонкостенными складчатыми ступенями. Складчатые ступени позволяют снизить расход бетона на 30 %.

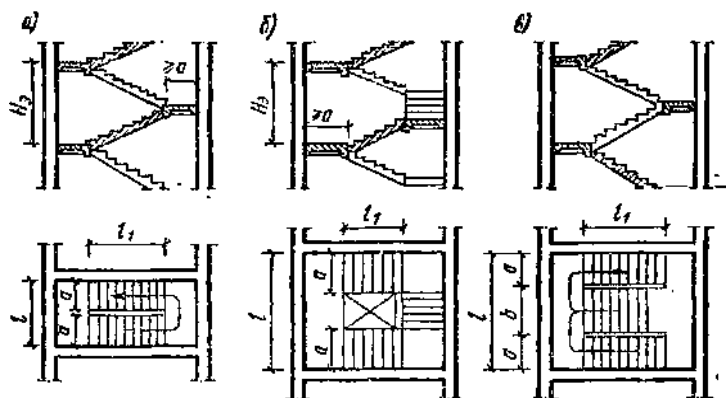


Рис. 1.5 – Конструктивное решение лестниц
а – двухмаршевой, б – трехмаршевой, в – распашной

Расчет лестничных маршей и площадочных плит. Укрупненные марши и площадочные плиты лестниц представляют собой железобетонные ребристые плиты, работающие на изгиб как элементы таврового сечения с полкой в сжатой зоне. Косоуры отдельных маршей являются балочными элементами, рассчитываемыми на изгиб как свободно опертые балки на действующие на грузки с учетом уклона марша. Нормативную временную нагрузку для расчета сборных железобетонных элементов лестниц принимают в зависимости от назначения здания в пределах $3 \div 5 \text{ кН/м}^2$.

Сборные железобетонные элементы лестниц рассчитывают как и панели перекрытий по прочности (первая группа предельных состояний) и по деформациям (вторая группа предельных состояний).

1.6. Маркировка маршей и площадок

Маркировка маршей принята по ГОСТ 23009 – 78. Каждому маршу присвоена марка, состоящая из буквенно-цифровых групп.

Первая группа содержит обозначение типа марша и его номинальные размеры в дециметрах: длину, ширину и высоту вертикальной проекции в эксплуатационном положении; во второй группе указана расчетная временная нагрузка.

Например: марка 1ЛМ27.12.14 – 4 соответствует лестничному маршу плоскому без фризových ступеней длиной 2720 мм, шириной 1200 мм, с высотой вертикальной проекции 1400 мм, запроектированного на расчетную временную нагрузку 3,5 кПа.

Марка площадки состоит из трех буквенно-цифровых групп.

Первая группа содержит обозначение типа площадки и её номинальные размеры: длину и ширину в дециметрах (значение которых округляются до целого числа). Для конечных площадок добавляется строчная буква “в”.

Во второй группе указывают расчетную временную нагрузку, обозначаемую числом “4” (соответствует нагрузке 360 кгс/м^2 или $3,5 \text{ кПа}$).

Наличие опорных консолей отмечается строчной буквой “к” в третьей группе. В этой же группе проставляется при привязке и выбранный вид отделки верхних лицевых поверхностей. Вид отделки отражается следующими прописными буквами:

Г - глянцевая поверхность

Ш - шлифованная мозаичная поверхность

К - облицованная керамической плиткой

Например: марка 2ЛП22.15в – 4К соответствует площадке ребристой для маршей без фризových ступеней, верхней, длиной 2200мм, шириной 1520мм, на расчетную временную нагрузку $3,5 \text{ кПа}$ (360 кгс/м^2), с опорными консолями.

2 Методика расчета

2.1 Метод расчета железобетонного лестничного марша

2.1.1 Определение нагрузок и усилий

Расчетная нагрузка на марш

$$q = (g^n \cdot \gamma_f + p^n \cdot \gamma_f) \cdot a, \quad (2.1)$$

где q – расчетная нагрузка на марш, кН/м ;

g^n – собственный вес марша, кН/м^2 ;

p^n – временная нормативная нагрузка, кН/м^2 ;

a – ширина марша, м ;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетный изгибающий момент в середине пролета марша

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha}, \quad (2.2)$$

где M – расчетный изгибающий момент в середине пролета марша, $\text{кН} \cdot \text{м}$;

q – расчетная нагрузка на 1 м длины марша, кН/м ;

l – длина горизонтальной проекции марша, м ;

α – угол наклона марша.

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \cos \alpha}, \quad (2.3)$$

где Q – поперечная сила на опоре, кН ;

q – расчетная нагрузка на 1 м длины марша, кН/м ;

l – длина горизонтальной проекции марша, м ;

α – угол наклона марша.

2.1.2 Предварительное назначение размеров сечения марша

Применительно к типовым заводским формам назначаем толщину плиты (по сечению между ступенями) $h_f' = 30 \text{ мм}$, высоту ребер (косоуров) $h = 157 \text{ мм}$, толщину ребер $b_r = 80 \text{ мм}$. Действительное сечение марша заменяем на расчетное тавровое с полкой в сжатой зоне: $b = 2 \cdot b_r = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм}$; ширину полки b_f' при отсутствии поперечных ребер принимаем не более $b_f' = 2 \cdot \left(\frac{l}{6}\right) + b = 2 \cdot \left(\frac{270}{6}\right) + 16 = 106 \text{ см}$ или $b_f' = 12 \cdot h_f' + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52 \text{ см}$, принимаем за расчетное меньшее значение $b_f' = 52 \text{ см}$.

2.1.3 Подбор площади сечения продольной арматуры

По условию $M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot (h_0 - a')$ (2.4) устанавливаем расчетный случай для таврового сечения (при $x = h_f'$): при $M \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f')$ нейтральная ось проходит в полке.

Здесь M – расчетный изгибающий момент в середине пролета марша, $\text{Н}\cdot\text{м}$;

R_b – расчетная призмная прочность бетона, МПа ;

γ_{b2} – коэффициент условий работы бетона;

b_f' – ширина полки, см ;

h_f' – толщина плиты по сечению между ступенями, см ;

h_0 – рабочая высота сечения марша, см .

$$h_0 = h - a, \quad (2.5),$$

где h – высота см ;

a – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до внешнего края сечения, см .

Если условие удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке; расчет арматуры выполняем по формулам для прямоугольных сечений шириной b_f' .

Вычисляем

$$A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_0^2}, \quad (2.6)$$

где M – расчетный изгибающий момент в середине пролета марша, $кН·м$;
 R_b – расчетная призмная прочность бетона, $МПа$;
 b_f – ширина полки, $см$;
 h_0 – рабочая высота сечения марша, $см$;
 γ_n – коэффициент надежности по назначению здания;
 γ_{b2} – коэффициент условий работы бетона.
Находим:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s}, \quad (2.7)$$

где M – расчетный изгибающий момент в середине пролета марша, $кН·м$;
 R_s – расчетное сопротивление арматуры, $МПа$;
 h_0 – рабочая высота сечения марша, $см$;
 γ_n – коэффициент надежности по назначению здания.

2.1.4 Расчет наклонного сечения на поперечную силу

Поперечная сила на опоре

$$Q_{\max} = Q \cdot \gamma_n, \quad (2.8)$$

где Q_{\max} – поперечная сила на опоре от расчетной полной нагрузки, $кН$;
 Q – поперечная сила на опоре от расчетной нагрузки, $кН$;
 γ_n – коэффициент надежности по назначению здания.
Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось по формуле

$$B_b = \phi_{b2} \cdot (1 + \phi_f + \phi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (2.9)$$

где b – толщина расчетного таврового сечения с полкой в сжатой зоне, $см$;
 h_0 – рабочая высота сечения марша, $см$;
 R_{bt} – расчетное сопротивление бетона при растяжении, $МПа$;
 γ_{b2} – коэффициент условий работы бетона;
 ϕ_{b2} – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона.

Проверяем прочность элемента по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле

$$Q \leq 0,3 \cdot \phi_{o1} \cdot \phi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0, \quad (2.10)$$

где Q – поперечная сила на опоре от расчетной нагрузки, H ;

R_b – расчетная призмочная прочность бетона, $МПа$;

b – толщина расчетного таврового сечения с полкой в сжатой зоне, $см$;

h_0 – рабочая высота сечения марша, $см$;

γ_{b2} – коэффициент условий работы бетона;

$\phi_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{\omega}$;

$\phi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b$ (здесь β – коэффициент зависящий от вида бетона) .

Если условие соблюдается, прочность марша по наклонному сечению обеспечена.

2.1.5 Расчет прогибов ребер

Проверяем условие $M_n \leq M_{crc}$, при соблюдении которого нормальные трещины в наиболее нагруженном сечении по середине пролета не образуются. Момент от полной нормативной нагрузки $M_n, кН \cdot м$. Момент трещинообразования M_{crc} вычисляем по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}, \quad (2.11)$$

где M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, $кН \cdot м$;

$R_{bt,ser}$ – нормативное сопротивление при растяжении, $МПа$;

W_{pl} – упругопластический момент сопротивления относительно нижней грани, $см^3$.

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red}, \quad (2.12)$$

где W_{red} – упругий момент сопротивления сечения, $см^3$;

Упругий момент сопротивления сечения для растянутой грани сечения

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0}, \quad (2.13)$$

где W_{red} – упругий момент сопротивления сечения, $см^3$;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения, $см^4$;

y_0 – расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения, $см$.

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}, \quad (2.14)$$

где A_{red} – площадь приведенного сечения, $см^2$

y_0 – расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения, $см$;

Для вычисления I_{red} и y_0 определяем площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s, \quad (2.15)$$

где A_{red} – площадь приведенного сечения, $см^2$;

A – площадь сечения марша, $см^2$;

A_s – площадь сечения арматуры, $см^2$;

$\alpha = E_s/E_b$

$$A = b'_f \cdot h'_f + b \cdot (h_0 - h'_f), \quad (2.16)$$

где A – площадь сечения марша, $см^2$;

b'_f – ширина полки, $см$;

h'_f – толщина плиты по сечению между ступенями, $см$;

h_0 – рабочая высота сечения марша, $см$;

b – толщина расчетного таврового сечения с полкой в сжатой зоне, $см$;

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани ребра

$$S_{red} = \sum A_i \cdot y_i, \quad (2.17)$$

где S_{red} – приведённый статический момент части сечения, расположенной выше рассматриваемого волокна, относительно оси, проходящей через центр тяжести приведённого сечения, $см^3$;

A_i – площадь i -й части сечения, $см^2$;

y_i – расстояние от центра тяжести i -й части сечения до нижней грани, $см$;

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$I_{red} = \sum [I_i + A_i \cdot (y_0 - y_i)^2], \quad (2.18)$$

где I_{red} – момент инерции i -й части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этой части сечения, $см^4$;

A_i – площадь i -й части сечения, $см^2$;

y_i – расстояние от центра тяжести i -й части сечения до нижней грани, см;

y_0 – расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения, см.

Необходимо выполнить расчет прогибов с учетом образования трещин в растянутой зоне. Кроме того, требуется проверка по раскрытию трещин.

Полная кривизна $1/r$ для участка с трещинами определяем по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3}, \quad (2.19)$$

и соответственно полный прогиб марша

$$f_{tot} = f_1 - f_2 + f_3, \quad (2.20)$$

где f_1 – прогиб от кратковременного действия всей нагрузки, см;

f_2 – прогиб от кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок, см;

f_3 – прогиб от длительного действия постоянных и длительных нагрузок, см.

Определение прогиба f_1

Для середины пролета марша $M_r = M_n$. Для определения кривизны дополнительно вычислим

$$\delta = \frac{M_n}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}}, \quad (2.21)$$

где M_n – момент от полной нормативной нагрузки кН·м;

$R_{b,ser}$ – нормативная призмная прочность бетона, МПа;

h_0 – рабочая высота сечения марша, см;

b – толщина расчетного таврового сечения с полкой в сжатой зоне, см.

$$\lambda = \phi_f \cdot \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot h_0} \right), \quad (2.22)$$

где $\phi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0};$

h'_f – толщина плиты по сечению между ступенями, см;

h_0 – рабочая высота сечения марша, см.

Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной определяем по формуле

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум	Подп.	Дата		30

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5 \cdot (\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}}, \quad (2.23)$$

где $\mu \cdot \alpha = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot \alpha$; (2.24)

Плечо внутренней пары сил при $\phi_f = 0$ определяем по формуле

$$z_1 = h_0 \cdot \left[1 - \frac{\phi_f \cdot \frac{h_f'}{h_0} + \xi^2}{2 \cdot (\phi_f + \xi)} \right], \quad (2.25)$$

где z_1 – плечо внутренней пары сил, см.

Определяем коэффициент ψ_s по формуле

$$\psi_s = 1,25 - \phi_{ls} \cdot \phi_m, \quad (2.26)$$

где ψ_s – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами;

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_n}; \quad (2.27)$$

ϕ_{ls} в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

Кривизна $1/r_1$ в середине пролета панели при кратковременном действии всей нагрузки определяем по формуле

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M_n}{h_0 \cdot z_1} \cdot \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\phi_f + \xi) \cdot b_f' \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \right], \quad (2.28)$$

где $1/r_1$ – кривизна в середине пролета марша при кратковременном действии всей нагрузки, $см^{-1}$;

M_n – момент от полной нормативной нагрузки кН·м;

h_0 – рабочая высота сечения марша, см;

z_1 – плечо внутренней пары сил, см;

E_s – модуль упругости арматуры, МПа;

A_s – площадь сечения арматуры, $см^2$;

b_f' – ширина полки, см;

E_b – начальный модуль упругости бетона, МПа;

ψ_s и ψ_b – коэффициенты, учитывающие соответственно работу растянутого бетона на участке с трещинами и неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна бетона на длине участка с трещинами;

ν – коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны.

Определяем прогиб f_l по формуле

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_1}, \quad (2.29)$$

где f_1 – прогиб от кратковременного действия всей нагрузки, см;

l – длина элемента, см;

$1/r_1$ – кривизна в середине пролета марша при кратковременном действии всей нагрузки, см^{-1} ;

Определение прогиба f_2

Определяем момент от действия только постоянных и длительных нагрузок.

$$M_{ld} = \frac{q_{ld} \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha}, \quad (2.30)$$

где M_{ld} – изгибающий момент от действия только постоянных и длительных нагрузок, $\text{кН} \cdot \text{м}$;

q_{ld} – постоянная и длительная нагрузка на марш, кН/м ;

l – длина горизонтальной проекции марша, м;

α – угол наклона марша.

Находим постоянную и длительную нагрузку по формуле

$$q_{ld} = (g^n \cdot \gamma_f + p_{ld}^n \cdot \gamma_f) \cdot a, \quad (2.31)$$

где q_{ld} – постоянная и длительная нагрузка на марш, кН/м ;

g^n – собственный вес марша, кН/м^2 ;

p_{ld}^n – длительно действующая временная нагрузка, кН/м^2 ;

a – ширина марша, м;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Находим δ

$$\delta = \frac{M_{ld}}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}}, \quad (2.32)$$

где M_{ld} –изгибающий момент от действии только постоянных и длительных нагрузок, $кНм$.

Определяем коэффициент ψ_s по формуле

$$\psi_s = 1,25 - \phi_{ls} \cdot \phi_m, \quad (2.33)$$

где ψ_s – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами;

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_{ld}}; \quad (2.34)$$

ϕ_{ls} в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

Определяем кривизну $1/r_2$ в середине пролета марша от действия только постоянных и длительных нагрузок.

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_n}{h_0 \cdot z_2} \cdot \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\phi_f + \xi) \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \right]. \quad (2.35)$$

Прогиб f_2

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_2}. \quad (2.36)$$

Определение прогиба f_3

Кривизну $1/r_3$ при длительном действии постоянной и длительной нагрузок определяем с использованием данных кривизны $1/r_1$ и $1/r_2$.

Кривизна $1/r_3$ в середине пролета марша

$$\frac{1}{r_3} = \frac{M_n}{h_0 \cdot z_3} \cdot \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\phi_f + \xi) \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \right]. \quad (2.37)$$

Прогиб f_3

$$f_3 = \frac{5}{48} \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_3}. \quad (2.38)$$

Суммарный прогиб

$$f_{tot} = f_1 - f_2 + f_3. \quad (2.39)$$

2.1.6 Расчет по длительному раскрытию трещин

Лестничный марш относится к третьей категории трещиностойкости. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин составляет $a_{crc1} = 0,4$ мм и $a_{crc2} = 0,3$ мм.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле

$$a_{crc} = \delta \cdot \phi_l \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d} \cdot \delta_a, \quad (2.40)$$

где δ – коэффициент, принимаемый равным 1 для изгибаемых и сжатых элементов;

ϕ_l – коэффициент, учитывающий вид нагрузок и бетонов, при учете многократно повторяющейся нагрузки, а также длительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из тяжелого бетона естественной влажности $\phi_l = 1,6 - 15 \cdot \mu$;

η – коэффициент, зависящий от вида и профиля продольной арматуры, при стержневой арматуре периодического профиля $\eta = 1$;

σ_s – напряжения растяжения в стержнях крайнего ряда;

$\mu = A_s / (b \cdot h_0)$ – коэффициент армирования сечения (без учета сжатых свесов полок), принимаемый не более 0,02;

d – диаметр стержней арматуры, мм;

δ_a – коэффициент, учитывающий влияние толщины защитного слоя бетона со стороны растянутой арматуры.

Ширину длительного раскрытия трещин определяют от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Определяем напряжение в растянутой зоне

$$\sigma_s = \frac{M_{ld}}{A_s \cdot z_1}, \quad (2.41)$$

где σ_s – напряжение в растянутой зоне, МПа;

M_{ld} – изгибающий момент от действия только постоянных и длительных нагрузок, кН·м;

A_s – площадь сечения арматуры, см²;

z_1 – плечо внутренней пары сил, см.

2.1.7 Расчет по кратковременному раскрытию трещин

Ширину кратковременного раскрытия трещин определяют как сумму ширины раскрытия от длительного действия постоянных и длительных

нагрузок a_{crc3} и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок $(a_{crc1} - a_{crc2})$

$$a_{crc} = (a_{crc1} - a_{crc2}) + a_{crc3}, \quad (2.42)$$

где a_{crc} – ширина кратковременного раскрытия трещин, мм;

$(a_{crc1} - a_{crc2})$ – приращение ширины раскрытия трещин в результате кратковременного увеличения нагрузки от постоянной и длительной до полной, мм;

a_{crc3} – ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок, мм.

Напряжение в растянутой арматуре при кратковременном действии всех нормативных нагрузок

$$\sigma_{s1} = \frac{M_n}{A_s \cdot z_1}, \quad (2.43)$$

где σ_{s1} – напряжение в растянутой арматуре при кратковременном действии всех нормативных нагрузок, МПа;

M_n – момент от полной нормативной нагрузки кН·м;

A_s – площадь сечения арматуры, см²;

z_1 – плечо внутренней пары сил, см.

Напряжение в растянутой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{ld}}{A_s \cdot z_1}, \quad (2.44)$$

где σ_{s2} – напряжение в растянутой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, МПа;

M_{ld} – изгибающий момент от действия только постоянных и длительных нагрузок, кН·м;

A_s – площадь сечения арматуры, см²;

z_1 – плечо внутренней пары сил, см.

Приращение напряжения при кратковременном увеличении нагрузки от длительно действующей до ее полной величины определяем по формуле

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2}, \quad (2.45)$$

где $\Delta\sigma_s$ – приращение напряжения при кратковременном увеличении нагрузки от длительно действующей до ее полной величины, МПа;

σ_{s1} – напряжение в растянутой арматуре при кратковременном действии всех нормативных нагрузок, МПа;

σ_{s2} – напряжение в растянутой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок, МПа.

2.2 Метод расчета железобетонной площадочной плиты

Плита опирается по периметру на контурные ребра. При соотношении сторон плиты $\frac{l_1}{l_2} \leq 2$ плита изгибается в двух направлениях и является опертой по контуру. При соотношении сторон $\frac{l_1}{l_2} > 2$ считают, что плита изгибается в одном направлении. Расчетным пролетом в этом случае является более короткая сторона l_2 (рис. 2.1).

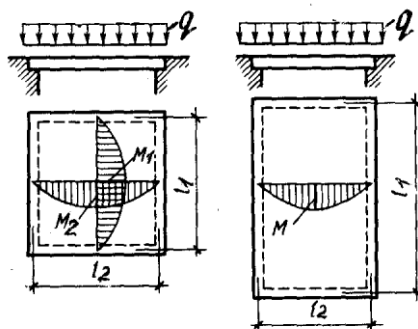


Рисунок. 2.1 – Схема плиты, опертой по контуру

2.2.1 Расчет плиты, опертой по контуру

Определяем расчетную нагрузку на плиту от собственного веса g и полезной нагрузки p

$$q = g + p. \quad (2.46)$$

Определяем нагрузку на всю плиту

$$p = q \cdot l_1 \cdot l_2. \quad (2.47)$$

Определение усилия в плите по формулам

$$M_{k_1} = \alpha_k \cdot p, \quad (2.48)$$

$$p - M_{k_2} = -\beta_k \cdot p, \quad (2.49)$$

$$M_{g_1} = \alpha_g \cdot p, \quad (2.50)$$

$$-M_{g1} = -\beta_g \cdot p, \quad (2.51)$$

Определяем необходимую площадь сечения арматуры в пролете

$$A_{s1} = \frac{M_{1\max}}{0,9 f_{yd} \cdot d}, \quad (2.52)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2\max}}{0,9 f_{yd} \cdot d}, \quad (2.53)$$

Где $d = h'_f - c$.

2.2.2 Расчет лобового ребра площадки

На лобовое ребро действуют следующие нагрузки:

q_1 – постоянная от собственного веса ребра, марша, веса ограждений и поручней и временная полезная нагрузка на маршах;

q_2 – постоянная от собственного веса плиты и временная полезная нагрузка на площадке.

Расчетная схема лобового ребра показана на рисунке 2.2

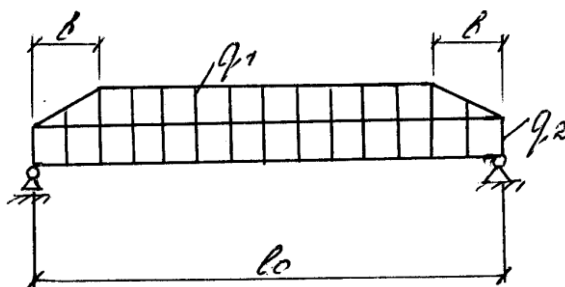


Рисунок 2.2 – Расчетная схема лобового ребра

l_0 – расчетный пролет ребра, принимается равным пролету в свету с увеличением на 5%;

b – величина, определяемая по таблице 2.1.

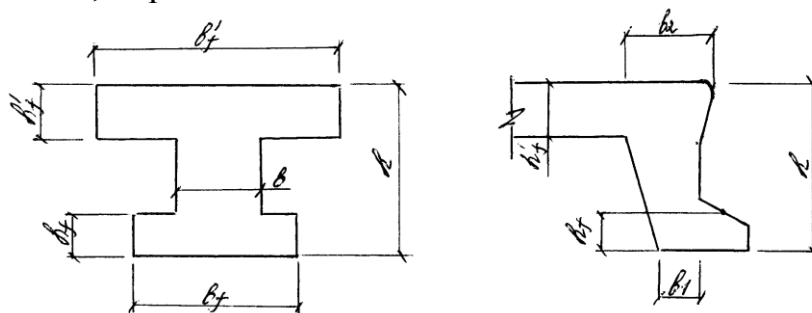


Рисунок 2.3 – Расчетное сечение лобового ребра

Таблица 2.1 – Марки лестничных площадок

Марка	Расчетный пролет l_0 , мм	Ширина площадки, мм	b, мм
2ЛП22.12-4-К, 2ЛП22.12В-4-К	2360	1300	610
2ЛП22.15-4-К, 2ЛП22.15В-4-К		1600	760
2ЛП22.18-4-К, 2ЛП22.18В-4-К		1900	910
2ЛП25.12-4-К, 2ЛП25.12В-4-К	2660	1300	610
2ЛП25.15-4-К, 2ЛП25.15В-4-К		1600	760
2ЛП25.18-4-К, 2ЛП25.18В-4-К		1900	910

h - высота сечения без учета слоя декоративного бетона;

h'_f - толщина плиты без учета слоя декоративного бетона;

h_f - высота нижней полки лобового ребра;

b_f - ширина нижней полки лобового ребра;

b - ширина ребра в средней части $b = \frac{b_1 + b_2}{2}$;

b'_f - ширина верхней полки ребра, принимаем меньшее из 2-х значений:

Усилия от полной расчетной нагрузки

$$M = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l_0^2}{8} - \frac{q_2 \cdot b^2}{6}, \quad (2.54)$$

$$Q = 0,5q_1 \cdot l_0 + 0,5q_2(a + b). \quad (2.55)$$

2.2.3 Расчет прочности нормальных сечений

Определяем рабочую высоту сечения

$$d = h - c, \quad (2.56)$$

где $c = 0,03$ м.

Определяем коэффициент α_0

$$\alpha_0 = \frac{M}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2}. \quad (2.57)$$

Определяем ξ_{lim} по п. 7.1.2.4. СНБ 5.03.01- 02

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}, \quad (2.58)$$

где $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd}$.

Определяем коэффициент

$$\alpha_{\text{lim}} = \xi_{\text{lim}} \left(1 - \frac{\xi_{\text{lim}}}{2} \right). \quad (2.59)$$

Проверяем условие

$$\alpha_0 \leq \alpha_{\text{lim}}, \quad (2.60)$$

если условие не выполняется, полагаем $\alpha_0 = \alpha_{\text{lim}}$.

По значению α_0 определяют η .

Определяем площадь сечения растянутой арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot f_{yd} \cdot d}. \quad (2.61)$$

Определяем процент армирования

$$\mu = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \cdot 100\%. \quad (2.62)$$

Проверяем условие $\mu > \mu_{\text{min}} = 0,05\%$.

2.2.4 Расчет прочности наклонных сечений

Определяем коэффициент

$$\eta_{c1} = 1 - 0,01 f_{cd}. \quad (2.63)$$

Определяем α_e

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}. \quad (2.64)$$

Определяем коэффициент армирования

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}. \quad (2.65)$$

Определяем коэффициент

$$\eta_{w_1} = 1 + 5\alpha_e \cdot \rho_{sw} \leq 1,3, \quad (2.66)$$

если $\eta_{w_1} \geq 1,3$ принимаем $\eta_{w_1} = 1,3$

Проверяем условие

$$Q \leq 0,3\eta_{w_1} \cdot \eta_{c_1} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d, \quad (2.67)$$

если условие не выполняется, увеличиваем размеры сечения или повышаем класс бетона.

Проверяем условие

$$Q \leq 0,6f_{ctd} \cdot b \cdot d, \quad (2.68)$$

если условие выполняется, наклонные трещины не образуются, поперечную арматуру устанавливают конструктивно.

Определяем максимальный шаг поперечной арматуры

$$s_{\max} = \frac{0,75\eta_{c_2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d_2}{Q}, \quad (2.69)$$

где $\eta_{c_2} = 2$.

Проверяем условие

$$s \leq s_{\max}, \quad (2.70)$$

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		40

если условие не выполняется, принимаем $s = s_{\max}$.

Определяем усилие

$$V_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw}}{s}. \quad (2.71)$$

Определяем

$$l_{inc} = \frac{2d}{\eta_{c3}}, \quad (2.72)$$

где $\eta_{c3} = 0,6$ для тяжелого бетона.

Проверяем условие

$$l_{inc} \leq \frac{l}{4}, \quad (2.73)$$

если условие не выполняется, принимаем $l_{inc} = \frac{l}{4}$.

Определяем

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{V_{sw}}}. \quad (2.74)$$

Проверяем условие

$$l_{inc,cr} \leq l_{inc}, \quad (2.75)$$

если условие не выполняется, принимаем $l_{inc,cr} = l_{inc}$.

Проверяем условие

$$l_{inc,cr} \leq 2d, \quad (2.76)$$

если условие не выполняется, принимаем $l_{inc,cr} = 2d$.

Проверяем условие

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		41

$$l_{inc,cr} \geq d, \quad (2.77)$$

если условие не выполняется, принимаем $l_{inc,cr} = d$.

Проверяем условие

$$Q \leq \frac{2f_{ctd} \cdot b \cdot d_2}{l_{inc}} + V_{sw} \cdot l_{inc,cr}, \quad (2.78)$$

если условие не выполняется, увеличиваем A_{sw} или повышаем класс бетона.

Если условие выполняется, прочность железобетонного элемента по наклонному сечению обеспечена.

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		42

3 Расчет железобетонной конструкции

3.1 Расчет железобетонного лестничного марша

3.1.1 Конструктивное решение лестниц

Расчет произведен для железобетонного лестничного марша шириной $a = 1,05 \text{ м}$, высота этажа $2,8 \text{ м}$, угол наклона марша $\alpha = 27^\circ$, ступени размером $15,6 \times 30 \text{ см}$. Бетон класса В25, арматура каркасов класса А-III, сеток – класса Вр-I. Расчетное сопротивление арматуры $R_s = 355 \text{ МПа}$; расчетная призматическая прочность бетона $R_b = 14,5 \text{ МПа}$; расчетное сопротивление при растяжении $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$; нормативное сопротивление бетона при растяжении $R_{bt,ser} = 1,6 \text{ МПа}$; нормативная призматическая прочность $R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$; начальный модуль упругости бетона $E_b = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Лестничный марш, расчетная схема, сечение марша приведены на рисунке 3.1

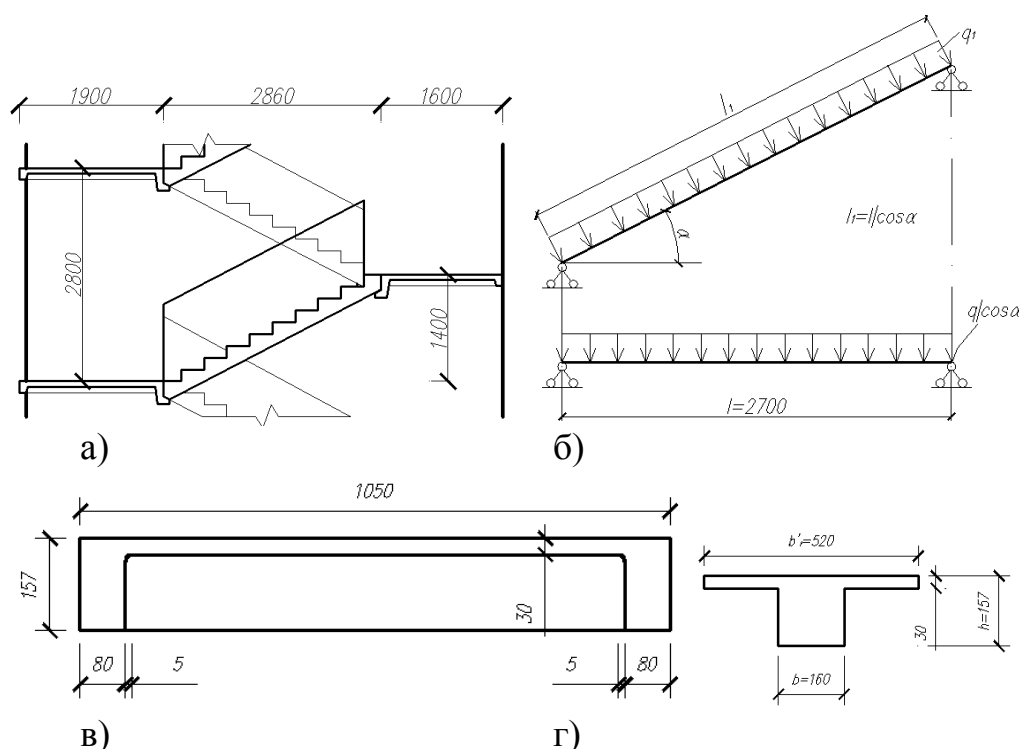


Рисунок 3.1 – К расчету лестничного марша:

а – лестничный марш; б – расчетная схема; в – фактическое поперечное сечение; г – приведенное поперечное сечение

3.1.2 Определение нагрузок и усилий

Собственный вес типовых маршей составляет $q^n = 3,6 \text{ кН/м}^2$ горизонтальной проекции. Временная нормативная нагрузка для лестниц жилого дома $p^n = 3 \text{ кН/м}^2$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$; длительно действующая временная нагрузка $p_{ld}^n = 1 \text{ кН/м}^2$.

Расчетная нагрузка на марш находится по формуле (2.1)

$$q = (3,6 \cdot 1,2 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,05 = 8,32 \text{ кН/м}.$$

Находим расчетный изгибающий момент в середине пролета марша по формуле (2.2)

$$M = \frac{8,32 \cdot 2,7^2}{8 \cdot \cos 27} = 8,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила на опоре по формуле (2.3)

$$Q = \frac{8,32 \cdot 2,7}{2 \cdot \cos 27} = 12,6 \text{ кН}.$$

3.1.3 Предварительное назначение размеров сечения марша

Применительно к типовым заводским формам назначаем толщину плиты (по сечению между ступенями) $h_f' = 30 \text{ мм}$, высоту ребер (косоуров) $h = 157 \text{ мм}$, толщину ребер $b_r = 80 \text{ мм}$. Действительное сечение марша заменяем на расчетное тавровое с полкой в сжатой зоне: $b = 2 \cdot b_r = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм}$; ширину полки b_f' при отсутствии поперечных ребер принимаем не более $b_f' = 2 \cdot \left(\frac{l}{6}\right) + b = 2 \cdot \left(\frac{270}{6}\right) + 16 = 106 \text{ см}$ или $b_f' = 12 \cdot h_f' + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52 \text{ см}$, принимаем за расчетное меньшее значение $b_f' = 52 \text{ см}$.

3.1.4 Подбор площади сечения продольной арматуры

Вычисляем рабочую высоту сечения марша по формуле (2.5)

$$h_0 = 15,7 - 3 = 12,7 \text{ см}.$$

Проверяем условие (2.4)

$$850000 < 14,5 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 3 \cdot (12,7 - 0,5 \cdot 3) = 2280096 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

условие удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке; расчет арматуры выполняем по формулам для прямоугольных сечений шириной $b_f' = 52 \text{ см}$.

Вычисляем по формуле (2.6)

$$A_0 = \frac{850000 \cdot 0,95}{14,5 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 12,7^2} = 0,074;$$

Вычисляем по формуле (2.7)

$$A_s = \frac{850000 \cdot 0,95}{0,962 \cdot 12,7 \cdot 355 \cdot (100)} = 1,86 \text{ см}^2.$$

По сортаменту принимаем 2 Ø 12 А-III с площадью $A_{sp} = 2,26 \text{ см}^2$, что превышает требуемую расчетную площадь на $\frac{2,26 - 1,86}{1,86} \cdot 100 = 21,5 \%$.

В каждом ребре устанавливаем по одному плоскому каркасу К-1.

3.1.5 Расчет наклонного сечения на поперечную силу

Поперечная сила на опоре находится по формуле (2.8)

$$Q_{\max} = 12,6 \cdot 0,95 = 11,97 \text{ кН}.$$

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось по формуле (2.9)

$$\phi_n = 0;$$

$$\phi_f = 0,75 - \frac{(52 - 16) \cdot 3}{16 \cdot 12,7} = 0,22 < 0,5;$$

$$(1 + \phi_f + \phi_n) = 1 + 0,22 = 1,22 < 1,5;$$

$$B_b = 2 \cdot 1,22 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot (100) \cdot 16 \cdot 12,7^2 = 5,95 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

в расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$, а так как $Q_b = \frac{B_b}{2}$, то $c = \frac{B_b}{0,5 \cdot Q}$, $c = \frac{5,95 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 11970} = 99,42 \text{ см}$, что больше $2 \cdot h_0 = 25,4 \text{ см}$. Тогда $Q_b = \frac{B_b}{c}$, $Q_b = \frac{5,95 \cdot 10^5}{25,4} = 23,4 \text{ Н} = 23,4 \text{ кН}$, что больше $Q_{\max} = 11,97 \text{ кН}$, следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

В 1/4 пролета назначаем из конструктивных соображений поперечные стержни диаметром 6 мм из стали класса А-I, шагом $S = 70 \text{ мм}$ (не более $h/2 = 157/2 = 78,5 \text{ мм}$), $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$; для двух каркасов $n = 2$, $A_{sw} = 0,566 \text{ см}^2$; модуль упругости арматуры $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; $\mu_\omega = 0,566/16 \cdot 7 = 0,005$; $\alpha = E_s/E_b = 2,1 \cdot 10^5/2,7 \cdot 10^4 = 7,78$. В средней части ребер поперечную арматуру располагаем конструктивно с шагом 200 мм.

Проверяем прочность элемента по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле

$$\phi_{\omega l} = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,005 = 1,19;$$

$\phi_{bl} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,89$ (здесь β – коэффициент зависящий от вида бетона, для тяжелого – 0,01).

Проверяем условие (2.10)

$$Q = 11970 < 0,3 \cdot 1,19 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 12,7 \cdot (100) = 82361 \text{ Н},$$

условие соблюдается, прочность марша по наклонному сечению обеспечена.

3.1.6 Расчет прогибов ребер

Момент от полной нормативной нагрузки

$$M_n = 8,5 \cdot 0,95 = 8,075 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем площадь приведенного сечения по формуле (2.15)

$$A_{red} = 52 \cdot 3 + 16 \cdot 9,7 + 7,4 \cdot 2,26 = 328 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани ребра по формуле (2.17)

$$S_{red} = 52 \cdot 3 \cdot 14,2 + 16 \cdot 9,7 \cdot 6,35 + 7,4 \cdot 2,26 \cdot 1,5 = 3226 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести площади приведенного сечения до нижней грани ребра по формуле (2.14)

$$y_0 = \frac{3226}{328} = 9,8 \text{ см};$$

$$h - y_0 = 15,7 - 9,8 = 5,9 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести по формуле (2.18)

$$I_{red} = \frac{52 \cdot 3^3}{12} + 52 \cdot 3 \cdot (14,2 - 9,8)^2 + \frac{16 \cdot 12,7^3}{12} + 14 \cdot 12,7 \cdot (9,8 - 7,7)^2 + 7,4 \cdot 2,26 \cdot (9,8 - 3)^2 = 7426 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления по формулам (2.12) и (2.13)

$$W_{red} = \frac{7426}{9,8} = 758 \text{ см}^3;$$

$$W_{pl} = 1,75 \cdot 758 = 1327 \text{ см}^3.$$

Момент трещинообразования по формуле (2.11)

$$M_{crc} = 1,6 \cdot (100) \cdot 1327 = 212320 \text{ Н} \cdot \text{см} = 2,12 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

что меньше $M_n = 8,075 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, трещины в растянутой зоне сечения по середине пролета образуются. Необходимо выполнить расчет прогибов с учетом образования трещин в растянутой зоне. Кроме того, требуется проверка по раскрытию трещин.

Определение прогиба f_1

Для середины пролета марша $M_r = M_n = 8,075 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Для определения кривизны дополнительно вычислим коэффициент по формуле (2.21)

$$\delta = \frac{8,075 \cdot 10^5}{16 \cdot 12,7^2 \cdot 18,5 \cdot (100)} = 0,17.$$

Вычислим ϕ_f

$$\phi_f = \frac{(52 - 16) \cdot 3}{16 \cdot 12,7} = 0,53.$$

Вычислим λ по формуле (2.22)

$$\lambda = 0,53 \cdot \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 12,7} \right) = 0,47.$$

Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной определяем по формуле (2.23)

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,17 + 0,47)}{10 \cdot 0,082}} = 0,144,$$

что меньше $\frac{h'_f}{h_0} = \frac{3}{12,7} = 0,24$ и меньше $2 \cdot \frac{a'}{h_0} = \frac{3}{12,7} = 0,24$, поэтому сечение рассчитываем как прямоугольное шириной $b'_f = 52 \text{ см}$; принимаем без учета арматуры A'_s в формулах для определения λ , ϕ_f и z_1 , значение $h'_f = 0$

$$\phi_f = 0;$$

$$\mu \cdot \alpha = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot \alpha = \frac{2,26 \cdot 7,4}{52 \cdot 12,7} = 0,025;$$

$$\lambda = 0;$$

$$\delta = \frac{8,075 \cdot 10^5}{52 \cdot 12,7^2 \cdot 18,5 \cdot (100)} = 0,052;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot 0,052}{10 \cdot 0,025}} = 0,146.$$

Плечо внутренней пары сил при $\phi_f = 0$ определяем по формуле (2.25)

$$z_1 = 12,7 \cdot \left[1 - \frac{0,146^2}{2 \cdot 0,146} \right] = 11,8 \text{ см}.$$

Определяем коэффициент ϕ_m и ψ_s по формулам (2.27) и (2.26)

$$\phi_m = 1,6 \cdot (100) \cdot \left(\frac{1327}{8,075 \cdot 10^5} \right) = 0,26;$$

$\phi_{ls} = 1,1$ в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,26 = 0,964.$$

Кривизна $1/r_1$ в середине пролета панели при кратковременном действии всей нагрузки определяем по формуле (2.28)

$$\frac{1}{r_1} = \frac{8,075 \cdot 10^5}{12,7 \cdot 11,8} \cdot \left[\frac{0,964}{2 \cdot 10^5 \cdot (100) \cdot 2,26} + \frac{0,9}{0,146 \cdot 52 \cdot 12,7 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 0,45} \right] = 1,56 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1}.$$

Определяем прогиб f_1 по формуле (2.29)

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot 270^2 \cdot 1,56 \cdot 10^{-4} = 0,47 \text{ см.}$$

Определение прогиба f_2

Постоянная и длительная нагрузка на марш по формуле (2.31)

$$q_{ld} = (3,6 \cdot 1,2 + 1 \cdot 1,2) \cdot 1,05 = 5,8 \text{ кН/м.}$$

Определяем момент от действия только постоянных и длительных нагрузок по формуле (2.30)

$$M_{ld} = \frac{5,8 \cdot 2,7^2}{8 \cdot \cos 27} = 5,93 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Находим δ по формуле (2.32)

$$\delta = \frac{5,93 \cdot 10^5}{52 \cdot 12,7^2 \cdot 18,5 \cdot (100)} = 0,032;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot 0,032}{10 \cdot 0,025}} = 0,155.$$

Плечо внутренней пары сил при $\varphi_f = 0$

$$z_1 = 12,7 \cdot \left[1 - \frac{0,155^2}{2 \cdot 0,155} \right] = 11,7 \text{ см.}$$

Определяем коэффициент ϕ_m и ψ_s по формуле (2.33) и (2.34)

$$\phi_m = 1,6 \cdot (100) \cdot \left(\frac{1327}{5,93 \cdot 10^5} \right) = 0,36;$$

$\phi_{ls} = 1,1$ в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,36 = 0,854$$

Определяем кривизну $1/r_2$ в середине пролета марша от действия только постоянных и длительных нагрузок по формуле (2.35)

$$\frac{1}{r_2} = \frac{5,93 \cdot 10^5}{12,7 \cdot 11,8} \cdot \left[\frac{0,854}{2 \cdot 10^5 \cdot (100) \cdot 2,26} + \frac{0,9}{0,155 \cdot 52 \cdot 12,7 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 0,45} \right] = 1,03 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб f_2 по формуле (2.36)

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot 270^2 \cdot 1,03 \cdot 10^{-4} = 0,78 \text{ см}.$$

Определение прогиба f_3

Кривизну $1/r_3$ при длительном действии постоянной и длительной нагрузок определяем с использованием данных кривизны $1/r_1$ и $1/r_2$: $M_{ld} = 5,93 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $\xi = 0,155$; $z_1 = 11,8 \text{ см}$; $\phi_m = 0,36$. Коэффициент $\nu = 0,15$ при продолжительном действии нагрузки.

Коэффициент ψ_s при $\phi_{ls} = 0,8$.

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,36 = 0,962 < 1.$$

Кривизна $1/r_3$ в середине пролета марша по формуле (2.37)

$$\frac{1}{r_2} = \frac{5,93 \cdot 10^5}{12,7 \cdot 11,8} \cdot \left[\frac{0,962}{2 \cdot 10^5 \cdot (100) \cdot 2,26} + \frac{0,9}{0,155 \cdot 52 \cdot 12,7 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 0,45} \right] = 1,13 \cdot 10^{-4} \text{ см}^{-1}.$$

Прогиб f_3 по формуле (2.38)

$$f_3 = \frac{5}{48} \cdot 270^2 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} = 0,86 \text{ см}.$$

Суммарный прогиб по формуле (2.39)

$$f_{tot} = 0,47 - 0,78 + 0,86 = 0,55 \text{ см.}$$

$f_{tot} < [f_{lim}] = \frac{1}{150} \cdot l = 1,8 \text{ см}$ по конструктивным требованиям и $f_{lim} = 2,5 \text{ см}$ – по эстетическим требованиям.

3.1.7 Расчет по длительному раскрытию трещин

Лестничный марш относится к третьей категории трещиностойкости. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин составляет $a_{crc1} = 0,4 \text{ мм}$ и $a_{crc2} = 0,3 \text{ мм}$.

Находим ϕ_l по формуле $\phi_l = 1,6 - 15 \cdot \mu$

$$\phi_l = 1,6 - 15 \cdot 0,0111 = 1,43;$$

Находим μ по формуле $\mu = A_s / (b \cdot h_0)$

$$\mu = 2,26 / (16 \cdot 12,7) = 0,0111 < 0,02;$$

$\delta_a = 1$, так как $a_2 = 3 \text{ см} < 0,2 \cdot h = 0,2 \cdot 15,7 = 3,14 \text{ см}$; $d = 12 \text{ мм}$.
Определяем напряжение в растянутой зоне по формуле (2.41)

$$\sigma_s = \frac{5,93 \cdot 10^5}{2,26 \cdot 11,8} = 22236 \text{ Н/см}^2 = 222,36 \text{ МПа.}$$

Вычисляем ширину раскрытия трещин по формуле (2.40)

$$a_{crc} = 1 \cdot 1,43 \cdot 1 \cdot \frac{222,36}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0111) \cdot \sqrt[3]{12} \cdot 1 = 0,17 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,3 \text{ мм.}$$

Условие выполняется.

3.1.8 Расчет по кратковременному раскрытию трещин

Напряжение в растянутой арматуре при кратковременном действии всех нормативных нагрузок по формуле (2.43)

$$\sigma_{s1} = \frac{8,075 \cdot 10^5}{2,26 \cdot 11,8} = 30280 \text{ Н/см}^2 = 302,8 \text{ МПа}.$$

Напряжение в растянутой арматуре от действия постоянных и длительных нагрузок по формуле (2.44)

$$\sigma_{s2} = \frac{5,93 \cdot 10^5}{2,26 \cdot 11,8} = 22236 \text{ Н/см}^2 = 222,36 \text{ МПа}.$$

Приращение напряжения при кратковременном увеличении нагрузки от длительно действующей до ее полной величины определяем по формуле (2.45)

$$\Delta\sigma_s = 302,8 - 222,36 = 80,44 \text{ МПа}.$$

При кратковременном действии нагрузок принимаем $\phi_l = 1$ и вычисляем приращение ширины раскрытия трещин

$$\Delta a_{crc} = (a_{crc1} - a_{crc2}) = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{80,44}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0111) \cdot \sqrt[3]{12} \cdot 1 = 0,044 \text{ мм}.$$

Суммарная ширина раскрытия трещин по формуле (2.42)

$$a_{crc,tot} = 0,17 + 0,044 = 0,21 \text{ мм} < [a_{crc1,lim}] = 0,4 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

3.2 Расчет площадочной плиты

Исходные данные. Рассчитать и сконструировать ребристую плиту лестничной площадки двухмаршевой лестницы марки 2ЛП 25.15 – 4 – К. Ширина плиты $B = 1600$ мм, высота плиты $H = 320$ мм, длина $L = 2500$ мм, толщина плиты $h = 90$ мм. Ширина лестничной клетки в свету 2,5 м. Высота этажа $h_{эт} = 2,8$ м. Масса лестничного марша марки 1ЛМ27.12.14 – 4 равна 1520 кг, собственная масса площадки составит 1345 кг, объем тяжелого бетона $0,462 \text{ м}^3$, декоративного бетона $0,076 \text{ м}^3$. Временная нормативная нагрузка на лестничную клетку жилого дома $p^n = 3,0$ кПа (таблица 3 СНиП 2.01.07-85), коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ (пункт 3.7 СНиП 2.01.07-85).

Лестничная площадка выполнена из бетона класса С20/25, продольная рабочая арматура лобового ребра класса S400, рабочая арматура плиты класса S500.

При расчете площадочной плиты рассматривают отдельно полку, упруго заделанную в ребрах, лобовое ребро, на которое опираются марши, и пристенное ребро, воспринимающее нагрузку от половины пролета полки плиты.

3.2.1 Определение прочностных характеристик материалов

Для бетона класса С20/25:

- нормативное сопротивление бетона осевому сжатию $f_{ck} = 20$ МПа и осевому растяжению $f_{ctk} = 1,5$ МПа (таб. 6.1 СНБ 5.03.01- 02);

- коэффициент безопасности по бетону $\gamma_c = 1,5$ (для железобетонных конструкций);

- расчетное сопротивление бетона осевому сжатию $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 13,33$

МПа, осевому растяжению $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1$ МПа;

- модуль упругости бетона при марке по удобоукладываемости Ж1 $E_{cm} = 37 \cdot 10^3$ МПа (таб. 6.2 СНБ 5.03.01- 02).

Продольная рабочая арматура S400:

- расчетное сопротивление $f_{yd} = 365$ МПа (таб. 6.5 СНБ 5.03.01- 02).

Поперечная арматура класса S500:

- расчетное сопротивление $f_{yd} = 450$ МПа (таб. 6.5 СНБ 5.03.01- 02).

- расчетное сопротивление $f_{ywd} = 324$ МПа (таб. 6.5 СНБ 5.03.01- 02).

Модуль упругости арматуры всех классов $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа.

3.2.2. Расчет плиты лестничной площадки

Плита опирается по периметру на контурные ребра.

Отношение сторон плиты $\frac{l_1}{l_2} = 2,405 / 1,438 = 1,67 < 2,$

где $l_1 = 2,78 - 2 \cdot 0,14 - 2 \cdot 0,095 / 2 = 2,405$ м

$l_2 = 1,6 - 0,115 / 2 - 0,21 / 2 = 1,438$ м

Следовательно, плиту рассчитываем как опертую по контуру

$\alpha_k = 0,0199$; $\beta_k = 0,0433$; $\alpha_g = 0,0067$ $\beta_g = 0,0147$

Определяем нагрузку на всю плиту по формуле (2.47)

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		53

$$p = q \cdot l_1 \cdot l_2 = 6,08 \cdot 2,405 \cdot 1,438 = 21,03 \text{ кН}.$$

Определяем усилия в плите по формулам (2.48)-(2.51)

$$M_{k1} = a_k \times p = 0,0199 \cdot 21,03 = 0,418 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$-M_{k2} = -b_k \times p = -0,0433 \cdot 21,03 = -0,911 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{g1} = a_g \times p = 0,0067 \cdot 21,03 = 0,141 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$-M_{g2} = -b_g \times p = -0,0147 \cdot 21,03 = -0,309 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таблица 3.1 – Сбор нагрузки на 1 погонный метр плиты

Вид нагрузки и ее расчет	Нормативная нагрузка, кН/м ²	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1. Постоянная			
1.1. От собственной массы плиты с мозаичным слоем $h_f' \cdot \rho \cdot 10 = 0,09 \cdot 2500 \cdot 10 / 10^3$	2,25	1,1	2,48
2. Временная	3,0	1,2	3,6
2.1. Полезная (таблица 3 СНиП 2.01.07-85)			
Итого:	5,25		6,08

Определяем необходимое количество арматуры на 1 погонный метр плиты

$$d = h_f' - c = 9 - 2 = 7 \text{ см}.$$

Необходимая площадь сечения арматуры в пролете по формулам (2.52) и (2.53)

$$A_{s1} = \frac{M_{1\max}}{0,9 f_{yd} \cdot d} = \frac{0,418}{0,9 \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,07} = 0,0000147 \text{ м}^2 = 0,147 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2\max}}{0,9 f_{yd} \cdot d} = \frac{0,911}{0,9 \cdot 450 \cdot 10^3 \cdot 0,07} = 0,0000321 \text{ м}^2 = 0,321 \text{ см}^2.$$

Принимаем каркас из проволочной арматуры класса S500 с шагом в продольном направлении $S_1 = 150$ мм, в поперечном направлении $S_2 = 200$ мм.

Принимаем в продольном направлении 6Ø4 S500 с $A_s = 0,754$ на 1 погонный метр плиты, и в поперечном направлении 5Ø4 S500 с $A_s = 0,628$ на 1 погонный метр плиты. ($1\text{м}/S_1 = 1000/150 = 6$ стержней, $1\text{м}/S_2 = 1000/200 = 5$ стержней).

3.2.3 Расчет лобового ребра площадки

Расчетный пролет ребра принимаем $l_0 = 2,66$ м.

В работе ребра участвует плита площадки как полка, расположенная в сжатой зоне. Расчетное сечение имеет следующие геометрические характеристики:

$h = 30$ см (без учета мозаичного слоя), $b = (b_1 + b_2) / 2 = (16 + 10) / 2 = 13$ см, $b_f = 18$ см, $h'_f = 7$ см.

При $h'_f / h = 7 / 30 = 0,23 > 0,1$ за расчетную ширину сжатой полки принимаем меньшее из двух значений

$$b'_f = 0,5l_2 + b_2 = 0,5 \cdot 144 + 16 = 88 \text{ см};$$

$$b'_f = \frac{1}{6}l_0 + b_2 = \frac{1}{6} \cdot 266 + 16 = 60,3 \text{ см}.$$

Принимаем $b'_f = 60$ см.

Таблица 2 – Сбор нагрузки на 1 погонный метр лобового ребра от собственного веса ребра и веса маршей

Вид нагрузки и ее расчет	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
1. Постоянная			
1.1. Собственный вес ребра $\frac{F_{расч} \cdot \rho \cdot 10}{10^3} = \frac{0,048 \cdot 2500 \cdot 10}{10^3}$	1,20	1,1	1,32
1.2. Собственный вес марша $\frac{m_m \cdot 10}{b_m \cdot 2} = \frac{1,52 \cdot 10}{1,2 \cdot 2}$	6,33	1,1	6,96
1.3. Вес ограждений и поручней марша	1,2	1,05	1,26
2. Временная			
2.1. Полезная $\frac{p^n \cdot l_0^m}{2} = \frac{3,0 \cdot 2,61}{2}$	3,92	1,2	4,70
Итого:	$q_1^n = 11,65$		$q_1 = 14,24$

Примечание:

$$F_{расч} = 0,32 \cdot 0,13 + 0,08 \cdot 0,08 = 0,048 м^2;$$

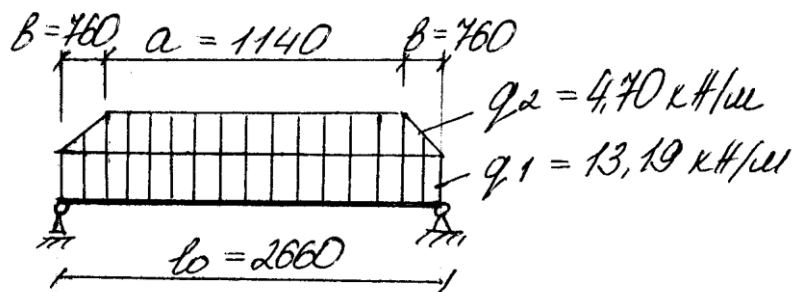


Рисунок 3.2 – Расчетное сечение лобового ребра

Масса марша $m_m = 1,52$ т, ширина марша $b_m = 1,2$ м, расчетный пролет марша $l_0^m = 2,61$ м (рабочие чертежи марша марки 1ЛМ27.12.14 – 4).

Таблица 3 – Сбор нагрузки на 1 погонный метр лобового ребра от собственного веса плиты

Вид нагрузки и ее расчет	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
1. Постоянная 1.1. Собственный вес плиты $\frac{h \cdot \rho \cdot l_n \cdot 10}{2 \cdot 10^3} = \frac{0,09 \cdot 2500(1,6 - 0,05) \cdot 10}{2 \cdot 10^3}$	1,74	1,1	1,91
2. Временная 2.1. Полезная $\frac{p^n \cdot l_n}{2} = \frac{3,0 \cdot (1,6 - 0,05)}{2}$	2,33	1,2	2,79
Итого:	$q_2^n = 4,07$		$q_2 = 4,70$

Усилия от полной расчетной нагрузки по формулам (2.54) и (2.55)

$$M = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l_0^2}{8} - \frac{q_2 \cdot b^2}{6} = \frac{(14,24 + 4,7) \cdot 2,66^2}{8} - \frac{4,7 \cdot 0,76^2}{6};$$

$$= 15,82 - 0,45 = 15,37 кН \cdot м$$

$$Q = 0,5 q_1 \cdot l_0 + 0,5 q_2 (a + b) = 0,5 \cdot 13,19 \cdot 2,66 + 0,5 \cdot 4,7 (0,76 + 1,14)$$

$$= 17,54 + 4,47 = 22,01 кН$$

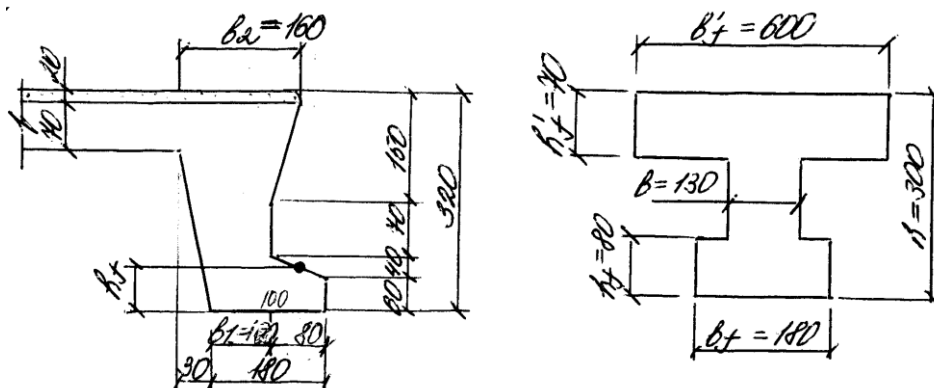


Рисунок 3.3 – Расчетная схема лобового ребра

3.2.4 Расчет прочности нормальных сечений

Принимаем $c = 0,03$ м, тогда рабочая высота сечения равна $d = h - c = 0,3 - 0,03 = 0,27$ м.

Вычисляем коэффициент по формуле (2.57)

$$\alpha_0 = \frac{M}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot d^2} = \frac{15,37}{0,85 \cdot 13,33 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,27^2} = 0,0310.$$

Определяем ξ_{lim} по формуле (2.58)

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,786}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,786}{1,1} \right)} = 0,650,$$

где ω находится по формуле $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd}$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 13,33 = 0,786.$$

Находим коэффициент по формуле (2.59)

$$\alpha_{lim} = x_{lim} (1 - x_{lim} / 2) = 0,65 (1 - 0,5 \cdot 0,65) = 0,439.$$

Проверяем условие (2.60)

$$\alpha_0 = 0,031 < \alpha_{lim} = 0,439.$$

По таблице 4 определяем $\xi = 0,0311$, $\eta = 0,984$

Таблица 4 – Значения коэффициентов для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения

ξ	η	α_0	ξ	η	α_0
0,01	0,995	0,010	0,35	0,825	0,289
0,02	0,990	0,020	0,36	0,820	0,295
0,03	0,985	0,030	0,37	0,815	0,301
0,04	0,980	0,039	0,38	0,810	0,309
0,05	0,975	0,048	0,39	0,805	0,314
0,06	0,970	0,058	0,40	0,800	0,320
0,07	0,965	0,067	0,41	0,795	0,326
0,08	0,960	0,077	0,42	0,790	0,332
0,09	0,955	0,086	0,43	0,785	0,337
0,10	0,950	0,095	0,44	0,780	0,343
0,11	0,945	0,104	0,45	0,775	0,349
0,12	0,940	0,113	0,46	0,770	0,354
0,13	0,935	0,121	0,47	0,765	0,359
0,14	0,930	0,130	0,48	0,760	0,365
0,15	0,925	0,139	0,49	0,755	0,370
0,16	0,920	0,147	0,50	0,750	0,375
0,17	0,915	0,155	0,51	0,745	0,380
0,18	0,910	0,164	0,52	0,740	0,385
0,19	0,905	0,172	0,53	0,735	0,390
0,20	0,900	0,180	0,54	0,730	0,394
0,21	0,895	0,188	0,55	0,725	0,400
0,22	0,890	0,196	0,56	0,720	0,403
0,23	0,885	0,203	0,57	0,715	0,408
0,24	0,880	0,211	0,58	0,710	0,412
0,25	0,875	0,219	0,59	0,705	0,416
0,26	0,870	0,226	0,60	0,700	0,420
0,27	0,865	0,234	0,65	0,675	0,439
0,28	0,860	0,241	0,70	0,650	0,455
0,29	0,855	0,248	0,75	0,625	0,468
0,30	0,850	0,255	0,80	0,600	0,480
0,31	0,845	0,262	0,85	0,575	0,485
0,32	0,840	0,269	0,90	0,550	0,495
0,33	0,835	0,275	0,95	0,525	0,499
0,34	0,830	0,282	1,00	0,500	0,500

Величина сжатой зоны бетона $x_{ef}f = x \cdot d = 0,0311 \cdot 0,27 = 0,0084 \text{ м} < h'_f = 0,07 \text{ м}$, значит сжатая зона бетона находится в пределах полки, сечение рассчитываем как прямоугольное шириной $b = b'_f = 0,6 \text{ м}$.

Площадь сечения растянутой арматуры по формуле (2.61)

$$A_{s1} = \frac{15,37 \cdot 10}{0,984 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 0,27} = 0,0001585 \text{ м}^2 = 1,59 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\varnothing 12$ мм класса S400 с $A_{s1} = 2,26 \text{ см}^2$

Процент армирования по формуле (2.62)

$$\mu = \frac{2,26}{60 \cdot 27} \cdot 100\% = 0,13\%.$$

Проверяем условие

$$\mu = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%.$$

Условие выполнено.

3.2.5 Расчет прочности наклонных сечений

Лобовое ребро армируется двумя каркасами КР1 с поперечной арматурой $\varnothing 4$ мм класса S500 с шагом $s = 150$ мм. Ширина сечения $b = 13$ см. Расчетная поперечная сила $Q = 22,01$ кН. Длина ребра $l = 2,78$ м.

Определяем коэффициент по формуле (2.63)

$$\eta_{c1} = 1 - 0,01 \cdot 13,33 = 0,867.$$

Определяем a_e по формуле (2.64)

$$a_e = 200 / 37 = 5,405.$$

Определяем коэффициент армирования по формуле (2.65)

$$\rho_{sw} = \frac{2 \cdot 0,126}{13 \cdot 15} = 0,00129.$$

Определяем коэффициент по формуле (2.66)

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot 5,405 \cdot 0,00129 = 1,035 \leq 1,3.$$

Проверяем условие (2.67)

$$Q = 22,01 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,035 \cdot 0,867 \cdot 13,33 \times 103 \times 0,13 \cdot 0,27 = 125,96 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Проверяем условие (2.68)

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист 59
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

$$Q = 22,01 \text{ кН} < 0,6 \cdot 1 \cdot 103 \cdot 0,13 \cdot 0,27 = 21,06 \text{ кН}.$$

Условие не выполняется, значит в сечении образуются наклонные трещины, поперечную арматуру устанавливаем по расчету.

Определяем максимальный шаг поперечной арматуры по формуле (2.69)

$$s_{max} = 0,75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 103 \cdot 0,13 \cdot 0,272 / 22,01 = 0,646 \text{ м},$$

где $\eta_{c2} = 2$

Проверяем условие (2.70)

$$s = 0,15 \text{ м} \leq s_{max} = 0,646 \text{ м}.$$

Условие выполняется.

Определяем усилие (2.71)

$$V_{sw} = 324 \cdot 103 \cdot 0,126 \cdot 10^{-4} / 0,15 = 27,22 \text{ кН}.$$

Определяем l_{inc} по формуле (2.72)

$$l_{inc} = 2 \cdot 0,27 / 0,6 = 0,9 \text{ м},$$

где $\eta_{c3} = 0,6$ для тяжелого бетона.

Проверяем условие (2.73)

$$0,9 \text{ м} < 0,695 \text{ м},$$

так как условие не выполняется, принимаем $l_{inc} = l / 4 = 0,695 \text{ м}.$

Определяем $l_{inc,cr}$ по формуле (2.74)

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 0,13 \cdot 0,27^2}{27,22}} = 0,834 \text{ м}.$$

Проверяем условие (2.75)

$$0,834 \text{ м} < 0,695 \text{ м},$$

так как условие не выполняется, принимаем $l_{inc,cr} = l_{inc} = 0,695 \text{ м}.$

Проверяем условие (2.76)

$0,695 \text{ м} \leq 0,54 \text{ м},$
условие не выполняется, принимаем $l_{inc,cr} = 0,54 \text{ м}.$

Проверяем условие (2.77)

$$0,54 \text{ м} \geq 0,27 \text{ м},$$

Условие выполняется.

Проверяем условие (2.78)

$$Q = 22,01 \text{ кН} \leq$$

$$2 \cdot 1 \cdot 103 \cdot 0,13 \cdot 0,272 / 0,695 + 27,22 \times 0,54 = 41,97 \text{ кН}'$$

условие выполняется, прочность железобетонного элемента по наклонному сечению обеспечена.

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
						61
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В данной работе были произведены расчеты на прочность железобетонного лестничного марша и железобетонной площадочной плиты.

Лестничный марш и площадочная плита лестницы рассматривались как железобетонные ребристые плиты, работающие на изгиб как элементы таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

Сборные железобетонные элементы лестниц рассчитывались, как по прочности (первая группа предельных состояний) так и по деформациям (вторая группа предельных состояний).

При расчете площадочной плиты рассматривалась отдельно полка, упруго заделанная в ребрах, лобовое ребро, на которое опираются марши, и пристенное ребро, воспринимающее нагрузку от половины пролета полки плиты.

Для лестничного марша были определены нагрузки и усилия, произведен расчет наклонного сечения на поперечную силу, определены прогибы ребер и произведен расчет по длительному и кратковременному раскрытию трещин.

Расчет лестничного марша и площадочной плиты был произведен в соответствии с конструктивными размерами, классом бетона и арматуры.

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		62

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.. – Введ. 01.05.1985. – Москва : ОАО ЦПП, 1985. – 54 с.
2. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции.. – Введ. 20.08.2002. – Москва : ОАО ЦПП, 2002. – 41 с.
3. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции.– Москва : ФГУП ЦПП, 2004. – 42-44 с.
4. Берлинов М.В., Ягунов Б. А.. Строительные конструкции. – М.: Агропромиздат, 1990. 479 с.
5. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций – М. : 1989г. 574 с.
6. Мандриков А. П.. Примеры расчета строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1989. – 612 с.
7. Рабочие чертежи сборника «Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений». Площадки лестничные железобетонные. Серия 1.152.1-8 выпуск 1.

					БР - 15.03.03 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		63